

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Материалы Международной
научно-технической конференции

Минск, 28 мая 2020 г.

Минск
БНТУ
2020

УДК 69+624(100)(06)

ББК 38я43

П78

Редакционная коллегия:

В. Ф. Зверев – канд. техн. наук, доцент, зав. кафедрой «Строительные конструкции»;

С. М. Коледа – ст. преп. кафедры «Строительные конструкции»

Рецензенты:

А. Н. Жабинский – д-р техн. наук, профессор кафедры «Строительные конструкции»;

Н. А. Рак – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»;

А. И. Згировский – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции»

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 978-985-583-553-1

© Белорусский национальный
технический университет, 2020

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	
Зверев В. Ф., Згировский А. И. Кафедра «Строительные Конструкции» за период 1920– 2020 гг.	8
РАЗДЕЛ I. ПОДГОТОВКА ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ	
Неверович И. И., Ловыгин А. Н. Полное дистанционное обучение заочников при получении высшего образования на современном этапе – веление времени.....	29
РАЗДЕЛ II. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	
Бондарь В. В. Проблемы внедрения в практику строительства новых нормативных документов и стандартов по возведению зданий.....	32
Борисевич А. А., Зверев В. Ф., Трепачко В. М., Щербак С. Б. Использование GАР-элементов в задачах проектирования систем «каркас здания – свайный фундамент – основание»	39
Гринёв В. В., Мадалинский Г. Г. Обзор плит покрытия «на пролет» и сравнительный анализ их сопротивления изгибу	49
Давыдов Е. Ю., Бондарович А. И. Влияние зазора между соединяемыми элементами на несущую способность сварных соединений	55
Жабинский А. Н., Надольский В. В. Перспективы разработки нормативных документов в области стальных конструкций	62
Згировский А. И., Коледа С. М. Экспериментальные исследования прочности и жесткости трехшарнирных деревянных арочных конструкций различного очертания	70
Кононович К. В. Исследование работы открытых профилей с различным усилением на кручение	79

Москалькова Ю. Г., Семенюк С. Д., Ржевуцкая В. А. Влияние армирования на усадку керамзитобетона.....	84
Оковитый А. В. Анализ конструктивного решения карнизного узла трехшарнирных дощатых гнукотклееных рам.....	92
Пецольд Т. М., Тур В. В., Рак Н. А. Новое в проектировании железобетонных конструкций (к выходу СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции»)	96
Рак Н. А. Об определении расчетной прочности легкого бетона при проектировании конструкций зданий и сооружений.....	109
Сидорович Е. М. Особенности колебаний и устойчивости гибких нелинейно деформируемых систем	112
Стрелюхин А. В. Моделирование магнитного состояния протяженного объекта методом пространственных интегральных уравнений	125
Тур В. В., Дереченник С. С., Воробей А. П. Оценивание расчетных моделей сопротивления срезу балочных элементов без поперечного армирования, включенных в различные нормы проектирования	127
Хотько А. А., Акбар С. М. Анализ методик расчета прогибов изгибаемых бетонных конструкций со стеклопластиковой арматурой	147
Шевко В. В. О реструктуризации национального комплекса ТНПА в области архитектуры и строительства	155
Шилов А. Е., Чечуха Е. Г. К расчету железобетонных колонн каркасных зданий по тнпа разных стран	160

РАЗДЕЛ III. ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ

Бынькова А. Ю.

Построение механико-математических моделей анализа стержневых систем с помощью общих уравнений строительной механики 164

РАЗДЕЛ IV. ЭКОНОМИКА И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

Водоносова Т. Н., Поддубная А. Г.

Сравнительный анализ финансово-экономического состояния строительных организаций на пороге структурной перестройки 170

Водоносова Т. Н., Ковальчук Т. С.

Применение экономико-математических моделей в оценке финансового состояния строительных организаций..... 181

Нуримбетов Р. И., Мэтякубов А. Д., Матризаева Д. Ю.

Анализ эффективности управления инвестициями в промышленности строительных материалов 194

РАЗДЕЛ V. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

Kadhim Abdulwahid Al-Musawi, Kottayil Bindhu Abraham, Tatsiana Potses, Leonovich Sergei, Kalinouskaya Natallia, Beulah M, Nelli Budrevich

Effect of calcium sulfoaluminate additive on linear deformation at different humidity and strength of cement mortars..... 202

Бондарович А. И., Батяновский Э. И.

К методике оперативной оценки морозостойкости вибропрессованного тяжелого бетона 210

Галузо О. Г., Романов Д. В.

Исследование эксплуатационных свойств мембранной гидроизоляции 223

Журавская Н. Е., Шевченко К. В., Журавский Д. А.

Биоповреждения бетонных конструкций, мероприятия по восстановлению..... 229

Калыска А. О. Электросталеплавильные шлаки как компонент самоотверждающихся смесей	238
Коньков В. В. Некоторые особенности применения электропроводящего бетона.....	242
Повидайко В. Г. Композиционные фосфогипсовые вяжущие системы.....	248
Рябчиков П. В., Батяновский Э. И. Тяжелый конструкционный бетон с углеродным наноматериалом	250
Садовская Е. А., Леонович С. Н., Будревич Н. А. Вязкость разрушения нанопибробетона с фиброй из листовой стали на разрывной машине	265
Федорович П. Л., Якимович В. Д. Теоретико-практические основы нормализации гранулометрии природного песка	272
Чиклаев Г. С., Якимович В. Д. Влияние оказываемое на ферромагнитные свойства арматуры ее диаметра и состава	285
РАЗДЕЛ VI. МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ	
Ахажанов С. Б. Зонирование территории г. Нур-Султан для оптимизации длин бурунабивных свай	289
Жумадилов И. Т. Особенности лабораторных испытаний грунтов на трехосном приборе.....	294
Игнатов С. В., Москалькова Ю. Г., Барилова И. В. Классификация геологических условий в Республике Беларусь	304
Zhussupbekov A. ZH., Tleulenova G. T. Behavior of work of piles in seasonally freezing soil.....	318

РАЗДЕЛ VII. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Алиев М. К., Шаюсупова Д. Р.

Использование озона на начальном этапе очистки природных вод.....	323
<i>Ali Hasan, Issam Melhem</i>	
Analysis of Damaged R.C Structures Due to Explosives and Evaluation Using Modeling and Computer Simulation.....	323
Айтбаев К. Р., Асанова С. К.	
Определение диаметры трубопроводов кондиционера.....	335
Голубев Н. М., Пилипенко В. М.	
Создание жилых массивов на основе энергосберегающих и экологически чистых технологий.....	338
Жаркенов Е. Б.	
Анализ атмосферных осадков города Нур-Султан (Астана).....	345
Исманходжаева М. Р.	
Энергосбережение в системах вентиляции и кондиционирования воздуха.....	350
Махмудова Д. Э., Усманов И. А., Машрапов Б. О.	
Экологическая безопасность земель в районах расположения ТПК в Узбекистане.....	355
Мирзоев А. А., Леонович С. Н., Будревич Н. А.	
Совершенствование железобетонных конструкций подземных сооружений на основе оценки качества виброакустическим методом.....	361
Мякота В. Г.	
Системный подход при оценке опасностей трасс магистральных трубопроводов.....	365
Шевко В. В.	
Реконструкция зданий вузов повышенной этажности.....	370
Музычкин Ю. А., Шилов А. Е.	
Экспериментальная оценка динамического воздействия на строительные конструкции.....	373

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

(г. Минск, БНТУ – 28.05.2020)

ВВЕДЕНИЕ

УДК 378.4
ББК 7458 (4 Бел)
3-35

**КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»
ЗА ПЕРИОД 1920–2020 ГГ.**

ЗВЕРЕВ В. Ф., ЗГИРОВСКИЙ А. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

История кафедры неразрывно связана с историей БПИ–БГПА–БНТУ. В основу изложенных материалов положена книга Э.В. Овчинников, Лавренко П. И. «Строительный факультет БПИ–БГПА–БНТУ 1920–2010. Исторический очерк» Минск, 2010.

Авторы признательны д.т.н., профессору Пецольду Тимофею Максимовичу за помощь, оказанную при написании статьи.

С 1920 г., пройдя сложный путь развития, строительный факультет по праву является флагманом инженерно-строительного образования в Республике Беларусь.

После образования БССР (1 января 1919 г.) началась работа по созданию собственной высшей школы. Постановлением Военно-Революционного Комитета БССР 10 декабря 1920 г. бывшее Минское политехническое училище типа «Техникум» было преобразовано в Белорусский государственный политехнический институт (Политехникум). В числе пяти факультетов (отделений), созданных

при институте, был инженерно-строительный для подготовки специалистов (инженеров-строителей).

Совнарком БССР Постановлением № 95 от 1 июля 1933 г. «Об образовании политехнического института» принял решение объединить ряд институтов, в том числе и Строительный в Белорусский государственный политехнический институт.

Подготовка инженеров-строителей в Белоруссии, по существу, началась с 1930 года. Это было время, когда в стране разворачивалось строительство промышленных предприятий и потребность в кадрах, в частности по строительным конструкциям, была велика. Большую помощь в организации работы, укреплении кадрами преподавателей, оборудовании лабораторий, комплектовании библиотеки оказывали вузы России.

Архивные данные свидетельствуют, что в 1933–1947 гг. на строительном факультете было шесть кафедр: «Строительное производство», «Строительные конструкции», «Отопление и вентиляция», «Геодезия», «Начертательная геометрия, черчение и рисунок», «Архитектура».

Работа института была прервана в период Великой Отечественной войны и возобновилась в 1944 г. Конструкторская подготовка инженеров строительных специальностей велась кафедрой «Строительные конструкции».

Со дня основания строительного факультета и до 1977 г. кафедру «Строительные конструкции» возглавляли Шавельский М. Е., Дрозд Я. И., Пецольд Т. М.

В 1977 году из её состава была выделена кафедра «Железобетонные и каменные конструкции», которую возглавляли профессор, д.т.н. Пецольд Тимофей Максимович до 2006 г., в 2006–2007 гг. профессор, д.т.н. Казачек В. Г. и с 2007 г. и с 2009 г. до 2019 г. доцент, к.т.н. Зверев В. Ф.

Сама кафедра «Строительные конструкции» переименована в кафедру «Металлические и деревянные конструкции», заведующим которой стал доцент, к.т.н. Мартынов Ю. С., руководивший кафедрой с 1977 г. до 1999 г. В периоды с 1999 по 2000 и с 2005 по 2009 год кафедрой руководил доцент, к.т.н. Башкевич И. В. В период с 2000 по 2005 год кафедрой руководил доцент, к.т.н. Фомичев В. Ф. С 2009 по 2014 год кафедрой руководил доцент, к.т.н. Жабин-

ский А.Н. С 2014 по 2019 год заведующим кафедрой был к.т.н., доцент Згировский А. И.

С учетом сложившейся ситуации в строительной отрасли в 2019 году было принято решение об образовании кафедры «Строительные конструкции». Кафедра образована путем объединения в 2019 году кафедр «Железобетонные и каменные конструкции» и «Металлические и деревянные конструкции». В настоящее время кафедрой возглавляет к.т.н., доцент Зверев Владимир Фёдорович.

С историей кафедры «Строительные конструкции» до 1970 гг. связаны имена Шавельского М. Е., Хаютина И. Л., Дрозда Я. И., Фролова Н. П., Ветрюка И. М., Качановского Г. А., Булая Ю. А., Васильева В. А., Мироноса В. Т., Ворошилова И. А., Лобанова А. Т., Строка В. С., Башкевича И. В., Шинкевича Н. И., Мартынова Ю. С., Миколаевича В. Я., Плетнёва М. М., Кравченко Е. Г., Кедича И. Н., Пастушкова Г. П., Давидовича А. А., Косарева В. Л., Босовца Ф. П., Пецольда Т. М., Шидловского Э. С., Смеха И. В., Неверовича И. И.

Возобновление научно-исследовательской работы на строительном факультете с начала функционирования БПИ в 1945 г. характеризовалось становлением научных школ и направлений, которые решали не только острейшие проблемы послевоенного возрождения народного хозяйства БССР, но и создавали научные традиции, продуктивно развившихся в последующие годы. Следует вспомнить заведующего кафедрой доцента Михаила Евгеньевича Шавельского, начинавшего формировать коллектив кафедры «Строительные конструкции», ставшей лидером развития НИР на строительном факультете, доцентов Исаака Львовича Хаютина и Николая Прохоровича Фролова.

Продолжались научно-исследовательские работы, в основном направленные на решение проблем использования местного сырья для строительных материалов, совершенствования конструктивных решений, разработки и внедрения новых конструкций. Оказывалась безвозмездная помощь строителям республики.

Особо следует отметить, что, начиная с 1945 г. кафедра «Строительные конструкции» оказывала большую помощь проектным и строительным организациям, а также предприятиям республики в восстановлении народного хозяйства. Так, кафедра проводила исследовательские испытания и проектирование усиления конструк-

ций завода «Ударник», фабрики «Красная звезда», тракторного и автозаводов, а также давала заключения по проектам.

На кафедре «Строительные конструкции» с 1946 г. стал работать Яков Иванович Дрозд (руководитель Главного дорожного управления при СМ БССР). Позже он полностью посвятил себя педагогической и научной деятельности и работал в БПИ заведующим кафедрой «Строительные конструкции» до 1972 г. За многолетнюю плодотворную инженерную и научно-педагогическую деятельность он был отмечен присвоением почетных званий «Заслуженный строитель БССР» и «Заслуженный деятель науки и техники БССР».

С получением учебно-лабораторных площадей кафедра делала все, чтобы оснастить ее для лучшей организации учебного процесса и научных исследований. Кафедра «Строительные конструкции» еще в 1948 г. создала набор наглядных пособий и устройств для испытания конструкций. Это позволило улучшить изучение таких важных для инженера дисциплин, как металлические, железобетонные и деревянные конструкции.

В 1948 г. были закончены научно-исследовательские работы, крайне необходимые для Республики и принесшие заслуженный авторитет и известность исполнителям. Шавельским М. Е. и Фроловым Н. П. была выполнена очень нужная для жилищного строительства работа: «Перекрытия из пустотелых керамических блоков». Внедрение указанных керамических блоков дало возможность уменьшить расход бетона и, следовательно, цемента для устройства междуэтажных перекрытий в жилых домах.

Кафедра «Строительные конструкции» аккумулировала работы, связанные с совершенствованием расчетов конструкций, как при проектировании, так и при дефектах конструкций, что являлось основным направлением деятельности кафедры.

Второе направление – конструкций и методики их расчета для ускорения восстановления разрушенных зданий, а также для зарождающихся направлений индустриального строительства.

Третье – это исследования поискового характера как для проверки замыслов, возникающих в коллективе кафедры, так и перспективных с позиции диалектики развития строительных конструкций во второй половине XX века.

Все это требовало серьезного научно-технического сопровождения, что не всегда могли обеспечить центральные отраслевые НИИ.

Это позволило кафедре «Строительные конструкции» плодотворно сотрудничать со многими строительными и проектными организациями в республике и за ее пределами. Главным явилось то, что сформированные на кафедрах строительного профиля БПИ зарождавшиеся научные школы могли вести НИР на достаточно высоком уровне, успешно сотрудничая и конкурируя со своими коллегами.

Отвечая на запросы развивающейся строительной отрасли Республики, учитывая и необходимости научного обеспечения строительной индустрии, в 1957 г. при АН БССР был создан Институт строительства и архитектуры (ИСиА, директор – Атаев С. С.). В институте начали свою работу многие выпускники кафедры строительные конструкции (Жаврид С. С., Залого В. Ф., Скрибо В. И., Смольский А. Е., Кедич И. Н., Корзун С. И., Эпштейн В. Л., Пецольд Т. М., Смех И. В. и др.), которые вели исследования в области индустриального домостроения и сборного железобетона и в 1960–1970 гг. защитили кандидатские диссертации.

Построенный за счет средств Минстроя БССР и переданный в 1962 г. БПИ учебный корпус № 9 с цехом-лабораторией, оборудованной мостовым краном и силовым полом для испытания конструкций, а также соответствующими оснащением и приборами, открывал реальные возможности расширения НИР и позволил увеличить объемы диссертационных исследований.

По инициативе заведующего кафедрой «Строительные конструкции» Дрозда Я. И. была создана в 1967 г. при НИС БПИ группа по обследованию и испытанию конструкций под руководством Бруяка Е. А. В этой группе работали будущие преподаватели кафедры «Строительные конструкции» Босовец Ф. П., Зверев В. Ф., Давидович А. А., Кравченко Е. Г., Неверович И. И., Плетнёв М. М. Эта группа стала прообразом отраслевой НИЛ строительных конструкций, созданной позже. Кафедре открылись новые возможности достичь положительных и весомых результатов НИР.

Характеризуя научно-исследовательскую работу кафедры, необходимо отметить весьма положительное начинание – концентрацию усилий не только отдельных сотрудников внутри кафедры, а уже ряда кафедр на комплексных НИР, весьма актуальных для строительства.

Начаты были исследования по весьма перспективному направлению – «Создание железобетонных конструкций на легких запол-

нителях (керамзит, аглопорит) из местного сырья» (Я. И. Дрозд, А. Т. Лобанов, Ю. А. Булай).

Стимулятором роста научных исследований было открытие в 1961 г. аспирантуры при кафедре. Кафедра начала развиваться динамично и вступила в полосу интенсивной подготовки высококвалифицированных научных работников, как для собственных нужд, так и для удовлетворения потребностей других вузов и производства. Этот период характеризуется плодотворной работой крупного специалиста в области металлических конструкций к.т.н., доц. Хаютина И. Л. и в области деревянных конструкций – к.т.н., доц. Ветрюка И. М.

Под руководством Заслуженного строителя БССР, Заслуженного деятеля науки и техники, доцента Якова Ивановича Дрозда формируется белорусская школа специалистов в области железобетона с широким диапазоном решаемых проблем. Под руководством Дрозда Я. И. выполнили и защитили диссертации преподаватели кафедры «Строительные конструкции», составившие творческий коллектив ученых. Это Ворошилов И. А., д.т.н. Пастушков Г. П. (избранный впоследствии заведующим кафедрой «Мосты и тоннели» и защитивший докторскую диссертацию), Давидович А. А., Плетнев М. М., Булай Ю. А., Неверович И. И., Мадалинский Г. Г., Зверев В. Ф., Босовец Ф. П. Косарев В. Л., Лобанов А. Т. и другие, достойно продолжавшие традиции, заложенные их наставником.

В разные годы ученые кафедры «Строительные конструкции» проводили исследования в области предварительно напряженных мостовых конструкций (зав. кафедрой Дрозд Я. И., Лобанов А. Т., Пастушков Г. П.), в том числе из легких бетонов (Булай Ю. А., Неверович И. И., Косарев В. Л., Босовец Ф. П., Зверев В. Ф.) и центрифугированных конструкций кольцевого сечения для стоек ЛЭП (Ворошилов И. А., Подобед Д. П., Шидловский Э. С.). Исследования проводились комплексно, изучая не только работу конструкций и уточняя методики их расчета, в том числе при динамических воздействиях (Давидович А. А.), кручении с изгибом (Мадалинский Г. Г.).

Дальнейшее развитие НИР по конструкторским направлениям получает импульс с приходом в 1972 г. на заведование кафедрой «Строительные конструкции» к.т.н., старшего научного сотрудника Пецольда Т. М. Энергично и последовательно была проведена реорганизация лабораторной базы. Были предприняты шаги к частично-

му расширению площадей, оснащению новыми приборами, проведению совместных исследований, как с кафедрами факультета, так и с центральными НИИ.

С 1972 г. кафедра «Строительные конструкции» (с 1977 г. кафедра «Железобетонные и каменные конструкции», зав. кафедрой Пецольд Т. М.) активно работала в области теории и практики эффективных центрифугированных конструкций для зданий и сооружений широкого назначения (Пецольд Т. М., Пастушков Г. П., Казачек В. Г., Смех И. В., Подобед Д. П., Рак Н. А., Тарасов В. В., Шуберт И. М., Жуков Д. Д., Минченя Т. П., Лапчинский А. К., Леонович С. Н., Шилов А. Е., Малаш Т. Н., Коршун Е. Л. и др.), подготовлено 6 кандидатов технических наук из зарубежных стран.

Исследования, проектные работы и внедрение центрифугированных конструкций велись совместно с НИИЖБ, ПИ-1 г. Ленинграда, Белпромпроектом.

В г. Орше на ЗСЖБК создан первый в бывшем СССР цех с несколькими технологическими линиями по выпуску центрифугированных конструкций кольцевого и прямоугольного сечения для строительства одноэтажных и многоэтажных зданий широкого назначения, технологических эстакад оригинальной конструктивной схемы (Тарасов В. В.). Продолжаются исследования по предварительно напряженным опорам ЛЭП (Подобед Д. П.). Ведутся исследования по морозостойкости центрифугированного бетона, механике разрушения бетона (Леонович С. Н.) и огнестойкости, что стало возможным благодаря наличию хорошо развитой производственной базы и высококвалифицированных ученых и инженерных кадров.

Кафедры конструкторского профиля после разделения на «Железобетонные и каменные конструкции» и «Металлические и деревянные конструкции» в 1977 г., находясь в крайне неблагоприятных условиях материально-технического обеспечения НИР, сумели в 80-е годы завершить НИР, значимость которых стала общепризнанной.

Научные исследования преподавателей кафедр конструкторского профиля были удостоены престижных наград Совета Министров СССР, Совета Министров БССР и ВДНХ СССР.

Доцент Плетнёв М. М. в составе авторского коллектива Минскметростроя был отмечен в 1982 г. премией Совета Министров СССР.

За разработку и внедрение сталежелезобетонных конструкций в 1984 г. премией Совета Министров БССР были отмечены Мартынов Ю. С. и Хаютин Е. И.

Серебряной медалью ВДНХ СССР награжден доцент Фомичев В. Ф. в 1985 г., бронзовой медалью ВДНХ СССР награждены доценты Зверев В. Ф. в 1981 г., Згировский Д. И. в 1986 г.

По кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» в числе наиболее значимых теоретических разработок, начатых в середине 1970-х гг. и продолженных экспериментальными исследованиями и завершившихся массовым внедрением, необходимо отметить комплекс НИР, выполненных под руководством Пецольда Т. М. Была создана система конструкций нетрадиционных геометрических форм и высокопрочного бетона с технологией изготовления центрифугированием.

Совместным решением Министерства образования БССР, Министерства промышленного строительства БССР с одобрения Госстроя СССР впервые в СССР по инициативе Пецольда Т. М. в 1974 г. была создана ОНИЛСК (Отраслевая научно-исследовательская лаборатория строительных конструкций), направленная на расширение научных исследований в области сборного железобетона. Одновременно в Белпромпроекте создается отдел экспериментальных строительных конструкций, который реализует в проектно-деловом деле разработки ОНИЛСК. Научная тематика ОНИЛСК велась по целевым комплексным программам в содружестве с учеными Москвы (НИИЖБ, Промстройпроект) и Ленинграда (ПИ-1).

Научным руководителем являлся Пецольд Тимофей Максимович. С 2000 г. лаборатория переименована в Центр научных исследований и испытаний строительных конструкций (ЦНИИСК).

Первым заведующим лабораторией был Кулаго Р. С. Затем лабораторию возглавляли Токарев А. В., с 2000 г. – к.т.н. Минченя Т. П., с 2015 г. – Баранчик В. Г., с 2018 г. и по настоящее время Баранчик А. В.

Лаборатория ЦНИИСК аккредитована на независимость и техническую компетентность. Аттестат аккредитации, выданный Национальным органом по аккредитации Республики Беларусь (Госстандартом), № ВУ/112.02.2.0029 от 14 ноября 1994 г.

В настоящее время лаборатория ЦНИИСК сертифицирована на проведение испытаний строительных конструкций, продолжает вы-

полнение исследовательских работ по внедрению строительных конструкций в строительной отрасли, работая совместно с ведущими проектными и исследовательскими институтами такими, как ГП «НИПТИС им. Атаева С. С.».

Объем внедрения конструкции в практику строительства был огромным. Свыше 500 объектов различного назначения было построено с использованием конструкции центрифугированного изготовления.

Участники этих научно-исследовательских работ Пецольд Т. М., Пастушков Г. П., Тарасов В. В. в 1983 г. были отмечены премией Совета Министров БССР.

За большой личный вклад в развитие науки и внедрение её достижений в строительный комплекс Республики Беларусь профессору Пецольду Т. М. в 1992 г. было присвоено почётное звание «Заслуженный деятель науки Республики Беларусь».

В 1994 г. премией Совета Министров Республики Беларусь были отмечены преподаватели кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Пецольд Т. М., Пастушков Г. П., Згировский Д. И. за комплексную НИР по совершенствованию конструктивных систем многоэтажных зданий эффективных железобетонных конструкций.

Ведя большую научно-организационную и научно-исследовательскую работу, активно участвуя в пропаганде достижений белорусской школы специалистов в области железобетонных конструкций, как в стране, так и за рубежом, Пецольд Т. М. уделял много внимания подготовке молодых кадров высшей квалификации. Под его научным руководством защитили кандидатские диссертации сотрудники факультета Казачек В. Г., Тарасов В. В., Минченя Т. П., Рак Н. А. и др. Позже Казачек В. Г. защитил докторскую диссертацию.

Сотрудники кафедры и лаборатории ОНИЛСК активно участвовали в изобретательной деятельности, получив более 100 авторских свидетельств. Профессор Давыдов Е. Ю. и доцент Згировский А. И. награждены знаком «Изобретатель СССР».

В худшем положении оказалось обеспечение НИР и площадями, и техническим оснащением.

На строительном факультете под руководством заведующего кафедрой ЖБК Пецольда Т. М. создается инициативная группа с привлечением сотрудников для помощи в проектировании лабораторного корпуса, отвечающего современным требованиям высококачественности.

ственного проведения НИР. Решаются вопросы финансирования проектирования (исполнитель Белпромпроект). Когда не хватало средств, в работу активно включались сотрудники, прежде всего кафедр ЖБиКК, МДК, а также других заинтересованных подразделений. В рекордные сроки проект был разработан и прошел все необходимые процедуры и в конце 1985 г. было начато строительство лабораторного корпуса № 16.

В 1988 г. для проведения НИР вступил в строй современный лабораторный корпус общей площадью 10,3 тыс. кв. м с оборудованием, которого не имели в те годы столичные НИИ и вузы Советского Союза. По признанию иностранных коллег, посещавших в тот период БПИ и знакомившихся с лабораторным корпусом № 16, он отвечал европейским стандартам для проведения высококачественных исследований строительных конструкций широкого диапазона.

На кафедре «Строительные конструкции» актуальное научное направление в области металлических конструкций достойно представляли доцент, к.т.н. Хаютин И. Л. и его ученики профессор к.т.н. Мартынов Ю. С., доценты, к.т.н. Башкевич И. В., Кравченко Е. Г., Жабинский А. Н. Возглавив кафедру «Металлические и деревянные конструкции» в 1977 г., Мартынов Ю. С. продолжал развивать аспирантуру по профилю кафедры. Под его научным руководством защитились сотрудники кафедры Сергеев В. Б., Шевченко С. В. Фомичев В. Ф., Хаютин Е. И., и Надольский В. В. Готовила кафедра «Строительные конструкции» кандидатов технических наук и для других вузов и НИИ республики.

До разделения кафедры «Строительные конструкции» в 60-х годах развернуты обширные экспериментально-теоретические исследования металлических и деревянных конструкций промышленных и гражданских зданий. Основные направления научной работы были заложены доцентами Дроздом Я. И., Ветрюком И. М., Хаютиным И. Л. Это разработка, исследование и внедрение эффективных конструкций на основе металла, дерева, пластмасс и железобетона. Реализация этих направлений осуществлялась по следующим основным разделам:

Кафедра «Металлические и деревянные конструкции» продолжала научные исследования по сложившимся направлениям:

– предварительно напряженные металлические конструкции покрытий (Хаютин И. Л., Башкевич И. В., Кравченко В. Г.);

– исследование сталежелезобетонных покрытий и перекрытий производственных зданий (Мартынов Ю. С., Вербицкий А. Г., Фомичев В. Ф., Новиков В. Е., Хаютин Е. И.);

– тонколистовые металлические конструкции в покрытиях и колоннах с использованием гнутых профилей и стального профилированного настила (Давыдов Е. Ю., Нестеренко Н. Л.);

– исследование технического состояния несущих металлических конструкций в мостовых кранах (Жабинский А. Н., Оковитый А. В., Нестеренко Н. Л., Жигадло М. В.);

– эффективные конструкции на основе дерева и пластмасс – фермы покрытия из клееных элементов, большепролетные дощатые арочные конструкции, стеновые панели и панели перегородок на основе сотовых и гофрированных конструкций (Головач В. Н., Оковитый А. В., Фомичев В. Ф., Саяпин В. В., Згировский А. И. Иванов В. А.);

– исследование 3-х слойных «сэндвич-панелей» с металлическими обшивками с разработкой нормативной базы по их применению (Згировский А. И.).

С 1980 г. проводятся исследования покрытий из стальных панелей на пролет 3×12 , 3×18 , 3×24 м. Форма поверхности панели – гиперболический параболоид (д.т.н. Давыдов Е. Ю.).

Кроме панелей-оболочек из профнастила проводятся исследования оболочек в виде гипаров из гладких металлических листов, цилиндрических оболочек из стального профилированного настила, центрально и внецентренно сжатых стоек из тонких гофрированных листов, образованных методом рулонирования.

В 1980–1990 гг. исследовались конструкции треугольных ферм, изготавливаемых из брусев одного типоразмера (модулей), выполнены поисковые работы по сопряжению брусев верхнего пояса с целью повышения их несущей способности. Результаты исследований использованы при разработке чертежей металлодеревянных брусчатых ферм из унифицированных элементов (совместно с ГипроНИИ-сельхозом и ЦНИИСК им. Кучеренко, г. Москва).

Проводился комплекс работ по исследованию физико-механических свойств бумажных сотовых заполнителей (БСЗ), сотопластов (СП), сотовых заполнителей из древесных плит (ДСЗ) и многослойного влагопрочного гофрокартона строительного назна-

чения (ГК). Разработана принципиальная схема технологии изготовления этих материалов и конструкций на их основе.

Проведены обширные экспериментально-теоретические исследования сталежелезобетонных конструкций, что позволило выявить особенности их напряженно-деформированного состояния, установить критерии достижения предельных состояний, разработать или уточнить методику их расчета на прочность для различных видов силовых воздействий.

Разработки внедрены на многочисленных объектах промышленного и гражданского назначения. Теоретические разработки, экспериментальные исследования и внедрение в практику строительства сталежелезобетонных конструкций отмечены премией Совета Министров БССР, медалями ВДНХ СССР.

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции» с 1977 г. выполнила большой объем научных исследований в области теории и практики бетонных, железобетонных и каменных конструкций, в создании новых конструктивных систем и реконструкции зданий и сооружений.

Докторантами кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» выполнялись научные исследования по направлениям:

- теория расчета и конструирования усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных конструкций (к.т.н. Лазовский Д. Н.)

- трещиностойкость и долговечность бетонных и железобетонных элементов в терминах силовых и энергетических критериев механики разрушения (к.т.н. Леонович С. Н.),

- прогнозирование работы и расчет железобетонных пространственных конструкций на неравномерно деформируемом основании (к.т.н. Семенюк С. Д.)

- теоретические основы учёта контактного взаимодействия железобетонных элементов из высокопрочного бетона в составе конструктивных систем зданий и сооружений (к.т.н. Рак Н. А.).

Открытие в 1996 г. Совета по защите докторских диссертаций, который возглавлял до 2018 г. д.т.н. Пецольд Т. М. (ученые секретари д.т.н. Сидорович Е. М. и к.т.н. Рак Н. А.) дало возможность подготовить и защитить докторские и кандидатские диссертации ученым различных вузов Республики Беларусь.

Выпускники докторантуры и аспирантуры кафедры «Строительные конструкции» разных лет возглавляют ВУЗы Республики Беларусь (УО «Полоцкий государственный университет» д.т.н. Лазовский Д. Н., Университет гражданской обороны к.т.н. Поливода И. И., БНТУ проректор по учебной работе и коммерческой деятельности к.т.н. Зверев В. Ф.), возглавляли или возглавляют факультеты ВУЗов (д.т.н. Леонович С. Н., к.т.н. Зверев В. Ф., к.т.н. Волик А. Р., к.т.н. Башкевич И. В., к.т.н. Неверович И. И., к.т.н. Жабинский А. Н.), заведовали или заведуют кафедрами (д.т.н. Казачек В. Г., к.т.н. Зверев В. Ф., д.т.н. Пастушков Г. П., д.т.н. Семенюк С. Д., к.т.н. Тарасов В. В., к.т.н. Шуберт И. М., к.т.н. Башкевич И. В., к.т.н. Жабинский А. Н., к.т.н. Фомичев В. Ф. и др.), кроме того, д.т.н., профессор Орлович Р. Б. заведует кафедрой в Технологическом Университете Щецин (Польша).

Кафедры конструкторского профиля всегда были связаны с деятельностью ученых строительной отрасли БССР и РБ таких как член-корреспондент АН БССР профессор Ахвердов И. Н., профессор Атаев С. С., Блещик Н. П., к.т.н. Мордич А. И., Пилипенко В. М. и ученых России профессор Гвоздев А. А., Бердичевский Г. И., Карпенко Н. И., Клевцов В. А., Корнев Н. А., Михайлов К. В., Трофимов В. В.

Кафедра всегда плодотворно сотрудничала с ведущими научно-исследовательскими и проектными институтами Беларуси (НИПТИС, БелНИИС, Белпромпроект, Белпроект, Белпроектстальконструкция, Минскпроект и др.) в области проектирования новых эффективных конструктивных систем зданий и сооружений. Совместно с НИПТИС было начато внедрение новых конструктивных систем жилых многоэтажных зданий на базе конструкций заводов КЖД. Кроме того, проводились научные разработки и внедрения методов реконструкции КЖД постройки 1960–70-х гг.

Следует отметить совместные работы кафедры с кафедрами строительного факультета. Такие кафедры, как «Основания и фундаменты», при выполнении работ в «Святодуховском соборе в г. Минске» на площади Свободы при непосредственном участии д.т.н., профессора Соболевского Ю. А., при выполнении работ, возникающих во время строительства метро д.т.н., профессора Никитенко М. И., «Строительная механика» с участием д.т.н., профессора Борисевича А. А., д.т.н., профессора Сидоровича Е. М., при вы-

полнении работ «Оболочка выставочного комплекса пр. Победителей, 14», «Флагшток государственного флага Республики Беларусь по пр. Победителей», «Национальная библиотека Республики Беларусь».

Совместно с кафедрой ТСП и БелНИИС проводились исследования по применению высокопрочных бетонов для изготовления железобетонных конструкций массового применения. Велась разработка с НИИЖБ Госстроя РФ в области создания единых в СНГ норм проектирование железобетонных конструкций.

Учитывая большие достижения кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» в области теории и практики железобетона в 1978 г., заведующий кафедрой Пецольд Т. М. был избран председателем белорусского филиала Национального комитета международной федерации FIP. В 1982 г. по инициативе кафедры в г. Минске была проведена международная конференция Национального комитета FIP с участием ведущих ученых страны и зарубежья.

Однако в связи с резким сокращением финансирования в большинстве случаев характер НИР претерпел довольно существенные изменения. Взамен традиционных крупномасштабных физических экспериментов, проводимых в лабораторных условиях или на объектах внедрения, акцент делался на анализе напряженно-деформированного состояния конечно элементных моделей строительных конструкций, зданий и сооружений, используя при этом передовые программные комплексы для персональных ЭВМ.

Специалистами кафедры с использованием передовых программных комплексов проведено много экспертиз на объектах Республики Беларусь. Проводился тщательный анализ напряженно-деформированного состояния несущих конструкций таких уникальных объектов как кинотеатр «Москва» (Пецольд Т. М., Гутковский В. А., Пастушков Г. П.), Минский камвольный комбинат, трибуны стадиона «Динамо» (Пецольд Т. М., Рак Н. А., Щербак С. Б.) и мачты освещения основного поля при реконструкции стадиона «Динамо» (Згировский А. И., Лагун Ю. И.).

Работы по диагностике технического состояния и реконструкции производственных и гражданских зданий и инженерных сооружений стали превалировать. Следует отметить к.т.н. Кедича И. Н., к.т.н. Косарева В. Л., к.т.н. Смеха И. В., к.т.н. Мадалинского Г. Г.,

к.т.н. Ловыгина А. Н., Казачка В. Г., Шилова А. Е., Саяпина В. В., Згировского А. И., Неверовича И. И., Босовца Ф. П. и др.

Первым по времени, и, в определенной мере, по результативности, следует отметить участие кафедр «Железобетонные и каменные конструкции» и «Металлические и деревянные конструкции» в научном руководстве и сопровождении проектирования и создания уникальных объектов, возведенных строительным комплексом Беларуси. Это направление начал реализовывать д.т.н. профессор Пецольд Т. М., заведующий кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции». Он лично и коллектив кафедры включился в осуществление научного руководства по проектированию и строительству Национальной библиотеки Республики Беларусь. Работы по расчету конструкций здания библиотеки осуществлялся под руководством профессоров Пецольда Т. М., Лазовского Д. Н. с участием сотрудников кафедры. Работы выполнялись в тесном сотрудничестве с проектной и генподрядной организациями, задействованными на возведении Национальной библиотеки. Это «Минскпроект», «Стройтрест № 7», и в целом ГПО «Минскстрой». Вся деятельность, связанная с научным руководством проектирования и строительства, была достаточно результативна, о чем свидетельствует не только публикации в средствах массовой информации и изданиях профессионально ориентированных, но и тот факт, что профессор Пецольд Т. М. был отмечен высокой государственной наградой, «Орденом Почета» Республики Беларусь. Мониторинг состояния конструкций Национальной библиотеки, проведенный сотрудниками кафедры (Смехом В. И., Даниленко И. В.), свидетельствует о достаточной надежности основного каркаса здания.

Следующим примером плодотворного сотрудничества вузовской науки, производственных и проектных предприятий является строительство многоцелевого спортивно-зрелищного комплекса «Минск-Арена». Эта работа выполнялась совместно с кафедрой Полоцкого государственного университета, институтами «Белгоспроект» и «Минскметропроект». Фирма «Freyssinet» (Франция) была привлечена на определенном этапе строительства к выполнению сложных работ по крупнейшему в Европе купольному покрытию спортивных сооружений. Мониторинг на стадии проектирования и строительства осуществляла группа сотрудников, возглавляемая доцентом Башкевичем И. В. Результативность этой работы можно

проиллюстрировать тем, то выполненный комплекс работ получил высокую оценку присвоением диплома «Объект года 2009», который присуждается за участие в возведении уникальных сооружений.

С участием специалистов кафедры (Пецольд Т. М., Казачек В. Г., Подобед Д. П., Рак Н. А.) были разработаны первые в Республике Беларусь гармонизированные в Еврокодами нормы по проектированию железобетонных конструкций (СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции»), которые до сих пор используются в проектном деле и учебном процессе.

Сотрудники кафедр «Железобетонные и каменные конструкции», «Металлические и деревянные конструкции», а с 2019 г. «Строительные конструкции» совместно с ведущими специалистами БрГТУ (д.т.н. Тур В. В., д.т.н. Деркач В. Н., д.т.н. Найчук А. Я.), ПГУ (д.т.н. Лазовский Д. Н.), БРУ (д.т.н. Семенюк С. Д.) активно участвовали в создании нормативной базы в строительстве, возглавляя и работая в технических комитетах «Стройтехнорма» Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь (д.т.н. Пецольд Т. М., Рак Н. А., Иванов В. А., Неверович И. И., Шилов А. Е., Мартынов Ю. С., Казачек В. Г., Жабинский А. Н., Подобед Д. П., Згировский А. И., Березовский Л. Ф., Оковитый А. В.).

В настоящее время ведущие специалисты кафедры «Строительные конструкции» активно включились в работу по созданию новых нормативных документов в соответствии с требованиями Указа Президента Республики Беларусь № 217 от 05.06.2019 г.

Кафедра постоянно уделяет большое внимание вопросам подготовки кадров высшей квалификации. В последние годы под руководством доцента Рака Н. А. защитили диссертации Бондарь В. В., Тамкович С. Ю., Садовский Ю. И., под руководством доцента Хотько А. А. – Эбраим Садим (Ирак), под руководством профессора Мартынова Ю. С. – Надольский В. В.

Кафедра ежегодно проводит международные конференции, посвященные проблемам проектирования, изготовления и эксплуатации строительных конструкций из различных видов материалов, в том числе и вопросам методики преподавания строительных дисциплин. По результатам конференции издается сборник научных трудов, содержащий прошедшие рецензирование статьи по перечисленным выше проблемам.

За период существования кафедры «Строительные конструкции» сложилось основные направления научных школ. Научная школа в области создания и исследования бетонных и железобетонных конструкций под руководством профессора, доктора технических наук Пецольда Т. М. и научная школа в области исследования сталежелезобетонных и металлических конструкций под руководством профессора, кандидата технических наук Мартынова Ю. С.

Основными направлениями исследований, проводимых в рамках научных школ, являются:

- разработка теории расчета и экспериментальные исследования бетонных, железобетонных и сталежелезобетонных конструкций зданий и сооружений, в том числе с использованием компьютерных технологий;

- теоретические основы создания и исследования новых конструктивных систем зданий и сооружений;

- разработка нормативных требований к железобетонным, металлическим и деревянным конструкциям;

- разработка теории расчета и экспериментальные исследования эффективных методов усиления железобетонных и металлических конструкций при реконструкции объектов;

- структурное моделирование различных конструкций и разработка на их основе современных методов расчета;

- научное сопровождение строительства и мониторинг состояния уникальных строительных объектов.

На кафедре имеется проектный кабинет, где на бумажных носителях хранятся типовые проекты, методические пособия, используемые студентами при выполнении курсовых и дипломных проектов. Кроме того, студентам даются консультации по поискам требуемых разделов на электронных носителях через интернет.

При кафедре «Строительные конструкции» успешно работают учебные лаборатории:

- испытания железобетонных конструкций;

- испытания стальной арматуры;

- испытания металлических конструкций;

- испытания деревянных конструкций;

- испытания сооружений;

- лаборатория неразрушающих методов контроля;

- лаборатория сварки.

При проведении лабораторных работ используется новейшее импортное оборудование, приобретенное за счет средств, выделенных Ректоратом БНТУ. Оборудование итальянской фирмы «Matest» позволяет отслеживать напряженно-деформированное состояние испытываемых конструктивных элементов вплоть до их разрушения.

Кроме этого, используются современные датчики для замера деформаций, которые были спонсированы Парком высоких технологий Национальной Академии Наук Республики Беларусь. Датчики измерения деформации, созданные при активном участии профессора, к.т.н. Минчени В. Т., позволили также их использовать не только для учебного процесса, но и для мониторинга состояния строительных конструкций на удаленном расстоянии через интернет, используя систему ПАВУК.

Кафедра располагает учебными классами, оборудованными современными персональными компьютерами для проведения занятий по вычислительной технике и программированию, основам автоматизированного проектирования. Все это позволяет успешно использовать BIM технологии в учебном процессе.

Реализуя концепцию отраслевой программы внедрения информационных технологий комплексной автоматизации проектирования и поддержки жизненного цикла здания, сооружения на 2011–2015 гг. (постановление Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 31 января 2012 г. № 4), которая соответствует мировым технологическим тенденциям развития в области проектирования и строительства – BIM (Building Information Model) и PLM (Product Lifecycle Management), были внесены изменения в учебные программы подготовки специалистов по ряду дисциплин, в том числе «Компьютерные сети и системы».

Работники строительного факультета под руководством сертифицированных специалистов компании Autodesk закончили курсы повышения квалификации в области BIM-технологий. Трое преподавателей кафедры «Металлические и деревянные конструкции» в рамках международного соглашения между БНТУ и IMC Planungsgesellschaft mbH прошли недельное обучение в Германии по применению BIM-технологий с использованием программного обеспечения компании Tekla.

На кафедре находят широкое применение достижения в развитии программных и аппаратных средств, а также сетевых технологий компьютерных систем.

В учебном процессе используются актуальные версии лидирующего программного обеспечения: Windows 10, Microsoft Visual Studio, Microsoft Office, Autodesk AutoCAD, Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Siemens PLM Femap with NX Nastran, SpaceClaim, ПК ЛИРА и др.

За период обучения студенты имеют возможность практического участия в научно-исследовательских работах, приобретения навыков самостоятельной работы в ведущих проектных и производственных организациях в соответствии с требованиями целевой подготовки.

На кафедре планируется осуществить ряд мероприятий, способствующих повышению качества подготовки специалистов:

- подготовка электронных учебников по читаемым курсам на кафедре;
- подготовка базовых лабораторных работ в электронном виде;
- подготовка учебных и учебно-методических пособий по базовым и предлагаемым курсам;
- постановка новых электронных курсов для магистров.

Кафедра «Строительные конструкции» ежегодно готовит специалистов второй ступени образования как для предприятий Республики Беларусь, так и для зарубежных стран, при чем отзывы о качестве подготовки специалистов весьма высокие. Уровень подготовки специалистов соответствует требованиям мировых стандартов.

Кафедра активно участвует в публикациях научных и учебно-методических материалов, затрагивающих курсовое и дипломное проектирование. Следует отметить учебники и учебные пособия, изданные при участии преподавателей кафедры «Строительные конструкции»:

- «Бетонные, каменные и армокаменные конструкции» (Шинкевич Н. И.);
- «Конструкции из дерева и пластмасс» (Ветрюк И. М.);
- «Предварительно напряженные железобетонные конструкции» (Дрозд Я. И., Пастушков Г. П.);

– «Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования» (Пецольд Т. М., Тур В. В., Казачек В. Г., Рак Н. А., Подобед Д. П.);

– «Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций» (Тур В. В., Рак Н. А.);

– «Технология, реконструкция зданий и сооружений» (Леонович С. Н., Голубев Н. М., Зверев В. Ф.) и др.

Необходимо отметить участие преподавателей в издании методических пособий для выполнения курсового и дипломного проектирования (профессора Давыдова Е. Ю., доцентов: Оковитого А. В., Згировского А. И., Рака Н. А., Шилова А. Е., Мадалинского Г. Г., Гринёва В. В., Хотько А. А., Ловыгина А. Н., Надольского В. В., Коршун Е. Л., Бондаря В. В., старших преподавателей: Смеха В. И., Щербака С. Б., Латыша В. В., Минчуковой М. Е., Ильючика В. В., Кононовича К. В., Коледы С. М., Коледы Ст. М., Вербицкого А. Г., Даниленко И. В., Рогача В. В., ассистента Козловского Е. А.).

Наряду с публикациями на бумажных носителях, кафедра полностью обеспечена изданиями на электронных носителях, что позволяет пересылать имеющиеся материалы каждому студенту. Кроме указанных учебно-методических материалов кафедра обеспечена почти полностью материалами ЭУМК, по читаемым курсам.

Все преподаватели постоянно проходят повышение квалификации через ФПК БНТУ, МИПК, проектные или научно-исследовательские институты. Большинство преподавателей сдали квалификационные экзамены в РУП «Белстройцентр» Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь, получив сертификаты специалистов по обследованию на право экспертизы зданий и сооружений, а также на право работы в качестве ГИПов и постоянно занимаются проектированием и экспертизой зданий и сооружений.

В последние годы начал обновляться кадровый состав кафедры, появились новые молодые талантливые ученые, занимающиеся научными исследованиями, проектированием, учебным процессом.

Прежде всего, следует отметить к.т.н., доцентов: Хотько А. А., Гринева В. В., Бондаря В. В., Надольского В. В., старших преподавателей: Ильючика В. В., Кононовича К. В., Козловского Е. А., Латыша В. В., Коледу С. М., Коледу Ст. М., аспиранта Веревку Ф. А., ассистентов: Трасковского Д. Г., Расанец М. А.

О высоком уровне квалификации преподавателей кафедры свидетельствует то, что в 2020 году в течении короткого периода времени преподаватели смогли перестроить учебный процесс (при активном участии ст. преподавателя Щербака С. Б., при содействии декана СФ Леоновича С. Н. и Ректората БНТУ), через каналы Microsoft Teams перешли на дистанционное преподавание читаемых дисциплин, в том числе и на английском языке (Вережка Ф. А., Надольский В. В., Козловский Е. А.), практических, лабораторных занятий, курсового и дипломного проектирования, приема зачетов и экзаменов.

Все это способствует выработке стиля работы кафедры, ее творческой атмосфере, основными чертами которой являются компетентность, требовательность и ответственность при сохранении доброжелательного подхода.

РАЗДЕЛ I. ПОДГОТОВКА ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

УДК 624

ПОЛНОЕ ДИСТАНЦИОННОЕ ОБУЧЕНИЕ ЗАОЧНИКОВ ПРИ ПОЛУЧЕНИИ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ НА СОВРЕМЕННОМ ЭТАПЕ – ВЕЛЕНИЕ ВРЕМЕНИ

НЕВЕРОВИЧ И. И., ЛОВЫГИН А. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Как известно, в настоящее время практикуется заочная форма обучения прежде всего при получении второго высшего образования (переподготовка специалистов), так и при получении первого высшего образования. Традиционно такая форма обучения включает самостоятельную работу студентов (слушателей переподготовки) в межсессионный период и очное обучение на период сессии, длительность которой составляет до одного месяца.

В качестве примера можно рассмотреть заочную систему обучения при переподготовке по специальности «Промышленное и гражданское строительство», в частности, по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции». Во время сессии для слушателей проводятся лекционные и практические занятия, лабораторные работы. Затем в конце сессии проводится экзамен по курсу, как отчет по работе в прошедшем семестре. Следует отметить, что в конце предыдущей сессии для заочников проводилась установочная лекция 2 часа, на которой преподаватель рассказывал о предстоящей работе в семестре по курсу «Железобетонные и каменные конструкции», ставил задачи перед слушателями, выдавал задания на расчётно-гражданские, либо курсовые работы.

Таким образом, предполагается, что основная работа по изучению дисциплины и выполнение курсовой работы (при наличии таковой) будет проводиться в межсессионный период. Практика, однако, показывает, что основная работа по изучению курса и выпол-

нение курсовых работ начинается во время сессии. Ведь в это время читаются лекции, проводятся практические занятия, на которых рассматриваются вопросы по выполнению курсовых работ, проектов и т. д. Возникает парадоксальная ситуация, когда на сессии рассматриваются теоретические и практические вопросы, которые слушатели должны были решить в межсессионный период. И здесь появляется необходимость в переносе части теоретических и практических занятий на предыдущую сессию или на межсессионный период (дистанционно).

И особенно это было актуально в 2020 г., когда очные занятия на период сессии не желательны или невозможны. Таким образом, создается необходимость организации полной дистанционной формы обучения как на межсессионный период, так и на период сессии. И здесь на первый план выходит разработка электронного учебно-методического комплекса. В частности, по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» такой комплекс разработан и вывешен на сайте учебного заведения, доступный для заочников.

Но этот комплекс должен быть составлен не формально. При его разработке должны быть проработаны многие вопросы изучения дисциплины. В частности, перенос части лекций и практических занятий с сессии на межсессионный период. Таким образом, в комплексе должен быть изложен теоретический материал в виде курса лекций по темам и график изучения (прочтения) их слушателями в межсессионный период. Аналогично должны быть расписаны подробно практические занятия (разработаны пособия по решению задач и выполнению курсовых работ). Должны быть записаны видеолекции по темам и размещены на сайте, чтобы слушатель мог прослушать их в любой момент, аналогично, как и отдельные практические занятия. Лабораторные работы могут быть представлены в виде анимации и видеозаписи. Для контроля знаний должны быть контрольные вопросы и обязательно электронное тестирование, результаты которого высвечиваются независимо от слушателя. Должен быть указан подробный график работы слушателей. Преподаватель должен получить возможность следить за выполнением графика каждым слушателем и в определённое время выходить на связь и общаться со слушателями, отвечать на вопросы.

На период сессии работы со слушателями проводится также дистанционно, но по отдельному графику. И во время сессии прово-

дятся дистанционно лекции, практические занятия и т. д., но в сокращенном виде (с учётом проведённых ранее в межсессионный период). Экзамен проводится дистанционно в виде электронного тестирования.

Как отмечалось выше, для реализации описанного выше необходима разработка тщательно продуманного электронного учебно-методического комплекса. Переход в настоящее время на такую форму обучения слушателей (и студентов) заочной формы обучения – веление времени.

РАЗДЕЛ II. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 69.07

ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ В ПРАКТИКУ СТРОИТЕЛЬСТВА НОВЫХ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ И СТАНДАРТОВ ПО ВОЗВЕДЕНИЮ ЗДАНИЙ

БОНДАРЬ В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. В соответствии с положениями ТКП 1990–2011* [1] надежность строительных конструкций зданий и сооружений должна обеспечиваться выполнением требований нормативных документов, действующих на всех этапах жизненного цикла строительного объекта: при проектировании, возведении и сопутствующем изготовлении элементов конструкций, вводе в эксплуатацию и непосредственно при эксплуатации введенного здания или сооружения по предусмотренному проектным решением функциональному назначению.

В последнее время в Республике Беларусь достаточно много внимания уделялось и уделяется переходу на международные нормы проектирования, общие для больших групп стран. В гораздо меньшей степени рассматривались проблемы и несоответствия, возникающие при попытках внедрения новых норм и стандартов на стадии возведения объекта строительства. Следует отметить, что схожие проблемы возникают не только при строительстве зданий из монолитного или сборного железобетона, но и при возведении каменных и армокаменных элементов конструкций, что было достаточно подробно описано в работе [2].

Действующая в Республике Беларусь система технических нормативных правовых актов в части возведения железобетонных конструкций. Следует констатировать тот факт, что в нас-

тоящее время в Республике Беларусь сложилась двойственная система нормативной документации, касающейся проектирования, возведения и изготовления элементов конструкций зданий и сооружений.

Так, с одной стороны продолжает действовать национальная система нормативной документации, частично уходящая своими корнями к нормам, действовавшим еще в СССР (СНиП 3.03.01-87 [3], СНиП 2.03.01-84* [4]). Для проектирования железобетонных конструкций зданий и сооружений при этом используется СНБ 5.03.01-02 [5] и СНиП 2.03.01-84* [4] (в части расчета конструкций из легких бетонов), а требования к возведению зданий и сооружений содержатся в относительно новых нормах ТКП 45-1.03-314-2018* [6], которые включают, кроме всего прочего, еще и требования к возведению металлических, деревянных и каменных конструкций.

С другой стороны, с 01 января 2010 года в Республике Беларусь, приказом Минстройархитектуры № 404 от 10.12.2009 была официально введена в действие альтернативная система нормативной документации – Европейские нормы (Еврокоды), которая во многом полностью отличается от продолжающей действовать национальной системы. Таким образом, начиная с 2010 года можно было пользоваться не только национальными нормами при проектировании, но и Европейскими, в частности, для железобетонных конструкций такими нормами был ТКП EN 1992-1-1-2009* [7]. Позднее, с 01 января 2013 года, к [7] добавился еще и документ (стандарт) с требованиями по возведению бетонных и железобетонных конструкций СТБ EN 13670-2012 [8].

С 05 июня 2019 года вступил в действие Указ Президента Республики Беларусь № 217 «О строительных нормах и правилах». Основной идеей введения этого документа является переработка, совершенствование, упорядочивание действующих национальных ТНПА в области строительства, а также, безусловно, разработка новых нормативных документов.

Следует обратить внимание на то, что разрабатываемые национальные нормы будут полностью гармонизированы с Еврокодами, но при этом дополнительно будут содержать различную информацию (методики расчета сопротивлений, правила конструирования и т. п.), связанную с применением новых строительных материалов,

оснастки и оборудования при производстве строительномонтажных работ и др. Поэтому разработка и совершенствование национальных норм, базирующихся на последних достижениях международной и отечественной строительной науки, является безусловно важной и актуальной задачей не только отдельной отрасли народного хозяйства, но и государства в целом.

Сопоставление и краткий сравнительный анализ контролируемых параметров при возведении бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений. Частичное сопоставление национальных контролируемых параметров при возведении бетонных и железобетонных конструкций на фоне параметров системы нормативной документации, действующей в Российской Федерации, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Наименование контролируемого параметра	Величина параметра в соответствии с EN 13670 [8]	Величина параметра в соответствии с ТКП 45-1.03-314 [6]	Величина параметра в соответствии с СП 70.13330 [9] (Россия)
1. Отклонение от вертикали плоскости щитов опалубки на всю высоту для:			
- на 1 м высоты	Не регламентир.	Не регламентир.	5 мм
- фундаментов	Не регламентир.	12 мм	20 мм
- стен и колонн (h – высота колонны или стены в свету)	Не регламентир.	10 мм	10 мм
2. Отклонение от горизонтали плоскостей опалубки перекрытий, балок на всю длину выверяемой опалубки			
	Не регламентир.	10 мм	Не регламентир.
3. Минимальная прочность бетона незагруженных монолитных конструкций при распалубке:			
- вертикальных	Не регламентир.	0,2–0,3 МПа	0,5 МПа
- горизонтальных и наклонных, при пролете, м:			
- до 2	Не регламентир.	50 % проектной	Не регламентир.
- до 6	Не регламентир.	70 % проектной	70 % проектной
- св. 6	Не регламентир.	80 % проектной	80 % проектной

Продолжение табл. 1

4. Отклонение расстояний между отдельно установленными рабочими стержнями для:				
- колонн и балок	Не регламентируется.	±10 мм	Не регламентируется.	
- плит и стен фундаментов	Не регламентируется.	±20 мм	Не регламентируется.	
- массивных конструкций	Не регламентируется.	±30 мм	Не регламентируется.	
5. Отклонение расстояний между рядами арматуры для:				
- плит и балок толщиной до 1 м	Не регламентируется.	±10 мм	±10 мм	
- конструкций толщиной более 1 м	Не регламентируется.	±20 мм	±20 мм	
6. Отклонение толщины защитного слоя бетона от проектной не должно превышать:				
- при толщине защитного слоя до 15 м и линейных размерах поперечного сечения конструкции, мм:				
	Класс доп. 1	Класс доп. 2		
- до 100 включит.	±10	+5; -10	+4	+4
- от 101 до 200 включит.	±10	+5; -10	+5	+5
- при толщине защитного слоя от 16 до 20 мм включительно и линейных размерах поперечного сечения конструкций, мм				
- до 100 включит.	±10	+5; -10	+4; -3	+4; -3
- от 101 до 200 включит.	±10	+5; -10	+8; -3	+8; -3
- от 201 до 300 включит.	±10	+5; -10	+10; -3	+10; -3
- свыше 300	+15; -10	±10	+15; -5	+15; -5
- не менее 2500	+25; -10	+20; -10	Не регламентируется.	Не регламентируется.
- при толщине защитного слоя свыше 20 мм и линейных размерах поперечного сечения конструкций, мм				
- до 100 включит.	±10	+5; -10	+4; -5	
- от 101 до 200 включит.	±10	+5; -10	+8; -5	+8; -5
- от 201 до 300 включит.	±10	+5; -10	+10; -5	+10; -5
- свыше 300	+15; -10	±10	+15; -5	+15; -5
- не менее 2500	+25; -10	+20; -10	Не регламентируется.	Не регламентируется.

Окончание табл. 1

7. Отклонение линий пересечения плоскостей от вертикали или проектного наклона на всю высоту конструкций для:				
- фундаментов	Не регламентиру.		20 мм	20 мм
- стен и колонн, поддерживающих монолитные покрытия и перекрытия (h – высота колонны или стены в свету)	При $h \leq 10$ м, max {15, $h/400$; мм} При $h > 10$ м, max {25, $h/600$; мм}		15 мм	15 мм
- стен и колонн, поддерживающих сборные балочные конструкции	При $h \leq 10$ м, max {15, $h/400$; мм} При $h > 10$ м, max {25, $h/600$; мм}		10 мм;	10 мм;
- стен зданий и сооружений, возводимых в скользящей опалубке, при отсутствии промежуточных перекрытий	По проекту		1/500 высоты сооружения, но не более 100 мм	1/500 высоты сооружения, но не более 100 мм
- стен зданий и сооружений, возводимых в скользящей опалубке, при наличии промежуточных перекрытий	По проекту		1/1000 высоты сооружения, но не более 50 мм	1/1000 высоты сооружения, но не более 50 мм
8. Отклонение размера поперечного сечения элементов (для балок, плит и колонн)				
- при $l_i < 150$ мм	± 10 мм	± 5 мм	+10 мм; –3 мм	+6 мм; –3 мм
- при $l_i = 400$ мм	± 15 мм	± 10 мм	+10 мм; –3 мм	+11 мм; –9 мм
- при $l_i \geq 2500$ мм	± 30 мм	± 30 мм	+10 мм; –3 мм	+25 мм; –20 мм

Следует в первую очередь обратить внимание на то, что в табл. 1 представлены только наиболее часто применяемые в практике возведения зданий и сооружений геометрические допуски, а также параметры, в значениях которых имеется наиболее существенное количество различий в нормах разных стран. На самом деле геометрических допусков в перечисленных в табл. 1 нормах [6, 8, 9] гораздо больше, поэтому полное их сравнение не представляется возможным из-за заданного граничного объема публикации.

Тем не менее, из представленных в табл. 1 данных можно сделать вывод о том, что нормы по возведению зданий и сооружений в

Республике Беларусь (и в странах Евросоюза) и Российской Федерации предлагают не только геометрические допуски и параметры, разные по численному значению, но и совершенно разные технические подходы к их назначению. Так, например, нормы по возведению [8] при определении отклонения толщины защитного слоя бетона от проектной величины допускают применять два класса геометрических допусков: 1-й класс – базовый, а 2-й класс – с более жесткими по абсолютной величине допусками. Такой же подход предписан и в случае определения допустимого отклонения размеров поперечного сечения железобетонных элементов (плит, балок колонн и др.). Суть введения в документе по возведению железобетонных конструкций двух классов допусков заключается в возможности на стадии проектирования здания или сооружения применить при расчетах сопротивлений сечений отдельных элементов, модифицированные (в сторону снижения) частные коэффициенты для материалов (для арматуры и бетона). Такое, в соответствии с нормами [7], становится возможным в случае соблюдения условий, при которых неблагоприятные отклонения размеров поперечных сечений элементов в процессе возведения здания или сооружения находятся в пределах пониженных отклонений в соответствии с требованиями, изложенными в приложении А норм [7], а также требованиями норм [8] в части геометрических допусков по классу 2.

Требования национальных норм [6] и норм Российской Федерации [9], как видно из таблицы 1, во многом повторяют друг друга. Это и не удивительно, поскольку своими корнями оба представленных документа уходят к нормам СССР СНиП 3.03.01-87 [3]. Из преимуществ национальных норм [6] можно выделить высокую их скрупулёзность и подробность, большое количество разъясняющих иллюстраций и сопутствующей дополняющей информации, касающейся непосредственно требований к технологии производства работ.

Заключение. Анализ контролируемых параметров при возведении железобетонных конструкций зданий и сооружений с использованием требований национальных норм, норм Российской Федерации, Европейских норм, позволяет сделать следующие выводы:

1. Геометрические допуски, определённые по нормам разных стран, вполне сопоставимы, имеют один целочисленный порядок и в абсолютном выражении отличаются не столь значительно.

2. Нормы [8], несмотря на свою общую декларативность и отсутствие более строгих требований и алгоритмов по технологии производства строительно-монтажных работ, наиболее глубоко, в отличие от других, интегрированы в общую систему нормирования. Как было отмечено выше, имеется тесная взаимоувязка норм по проектированию [7] и норм по возведению [8] железобетонных конструкций.

3. Наиболее целесообразным подходом для Республики Беларусь следует считать разработку новых и модернизацию существующих норм по возведению железобетонных конструкций (вместо ТКП 45-1.03-314-2018* [6]), положения которых не входили бы в значительное противоречие с европейскими нормами.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1990-2011*. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 01.07.2012. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 70 с.

2. Неверович, И. И., Ловыгин, А. Н. Проблемные вопросы внедрения в практику строительства новых нормативных документов по каменным и армокаменным конструкциям / И. И. Неверович, А. Н. Ловыгин // Проблемы современного строительства: материалы Международной научно-технической конференции / БНТУ. – Минск: БНТУ, 2019. – С. 108–112.

3. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – М: АПП ЦИТП, 1991. – 192 с.

4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – М: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

5. СНБ 5.03.01 с изменениями № 1–5. Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 01.07.03. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 132 с.

6. ТКП 45-1.03-314-2018*. Возведение строительных конструкций зданий и сооружений. Основные требования. – Введ. 01.07.2018. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2019. – 131 с.

7. ТКП EN 1992-1-1-2009*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Введ. 01.01.2010. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 205 с.

8. СТБ EN 13670-2012. Возведение бетонных и железобетонных конструкций. – Введ. 01.01.2013. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2013. – 61 с.

9. СП 70.13330-2012 с изм. № 1–3. Свод правил. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. Институт ОАО НИЦ «Строительство». – М., 2013 – 243 с.

УДК 624.04

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ GAP-ЭЛЕМЕНТОВ
В ЗАДАЧАХ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СИСТЕМ
«КАРКАС ЗДАНИЯ – СВАЙНЫЙ ФУНДАМЕНТ – ОСНОВАНИЕ»**

БОРИСЕВИЧ А. А., ЗВЕРЕВ В. Ф., ТРЕПАЧКО В. М., ЩЕРБАК С. Б.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Аннотация. Разработана конечно-элементная модель системы типа «Каркас здания – Свайный фундамент – Основание». Предложена модель взаимодействия свайного куста с грунтовым массивом.

В модели использованы: линейный элемент типа ROD, работающий на растяжение (сжатие), для описания арматуры в колоннах, ригелях и сваях; твердотельный 8-узловой конечный элемент типа SOLID для описания железобетонных элементов каркаса, свай и основания; специальный элемент GAP, предназначенный для моделирования зазоров или натягов в контактных задачах.

Выполненный анализ указанной многопараметрической системы позволил получить основные параметры, необходимые для оценки

напряженно-деформированного состояния (НДС) системы: максимальные и минимальные напряжения в арматуре и бетоне, эквивалентные напряжения по гипотезе энергии формоизменения (Мизеса) в объемных конечных элементах SOLID, перемещения узлов по направлениям координатных осей.

Показана количественная и качественная картина распределения напряжений в грунте.

Конечно-элементная модель системы позволяет получить достоверную оценку напряженно-деформированного состояния при всевозможных изменениях физико-механических характеристик материалов каркаса и основания. Модель позволяет реализовать и возможные включения (слои) в основании с особыми механическими характеристиками. Обозначены пути поиска рациональных конструктивных решений.

Введение. Для исследования НДС вышеназванной системы можно использовать различные программные комплексы: Plaxis 3D, Midas GTS NX, ANSYS, SOFiSTiK, модуль APM Structure3D, входящий в систему APN Civil Engineering и др. В настоящей работе анализ системы «Каркас здания – Свайный фундамент – Основание» выполнен с помощью лидирующей программой системы конечно-элементного анализа Simcenter™ Femap™ with Nastran [1, 2], обладающей одним из самых высокопроизводительных решателей, а также уникальными специализированными демонстрационными панелями для эффективного пре- и постпроцессинга.

Разработка конечно-элементной модели. Получить в результате компьютерного расчета системы «Каркас здания – Свайный фундамент – Основание» достоверные результаты достаточно сложно.

Например, в работе [3] отмечается, что расчеты в программном комплексе Midas GTS NX системы «свая в грунте» для аргиллитоподобных глин выявили завышенные по отношению к натурным испытаниям значения осадки свай (13–24 раза). Расчет методом конечных элементов в программном комплексе Plaxis 3D с использованием модели Hardening Soil показал завышенные значения осадки (до 6 раз) по отношению к стабилизированным осадкам натуральных свай. Использование модели Linear-Elastic для аргиллитоподобных глин при численных расчетах в Plaxis 3D позволяет получить значения осадок близкие к натурным. Однако применение данной модели не в полной мере оправдано для аргиллитоподобной глины

в связи с наличием остаточных деформаций и нелинейным характером осадки сваи при нагружении. Необходима корректировка существующих численных и аналитических методов расчета свайных фундаментов на аргиллитоподобных глинах.

Величина трения зависит от свойств соприкасающихся поверхностей и материалов сваи и грунта. На величину трения влияют, можно предположить, многие не постоянные во времени факторы: особенности погружения сваи в грунт, адгезия, время начала нагружения сваи и длительность этого процесса. Вследствие этого теоретические и экспериментальные результаты анализа НДС исследуемой системы будут отличаться, однако качественная картина НДС, полученная с помощью сертифицированных программных продуктов, оказывается, как правило, верной.

Каркас здания расположен на свайном фундаменте. Свайный куст объединяет пять свай, центральная свая расположена на оси колонны, а остальные – по углам квадрата $2,8 \times 2,8$ м. Сечения сваи квадратное, длина стороны – 0,4 м, длина всех свай одинаковая и равна 6 м. Подошва ростверка размером в плане 6×6 м, толщиной 0,8 м, являющегося вследствие большой жесткости по сути штампом, расположена на поверхности грунта, сопряжение свай с ростверком – жесткое.

Деформируемое основание (грунт) имеет размеры в плане 18×30 м, по высоте – 11,2 м. Нижней плоскости основания соответствует отметка $y = -10,0$ м.

Основание является четырехслойным: первый слой имеет толщину 1,2 м, модуль деформации $E = 16$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$, плотность материала $\rho = 1760$ кг/м³; второй слой – 1,6 м, $E = 20$ МПа, $\nu = 0,3$, $\rho = 1800$ кг/м³; третий слой – 1,6 м, $E = 30$ МПа, $\nu = 0,3$, $\rho = 1800$ кг/м³; четвертый слой – 5,6 м, $E = 40$ МПа, $\nu = 0,3$, $\rho = 1900$ кг/м³.

Плоскость покрытия находится на отметке 49,2 м, высота каждого этажа равна 4,8 м.

Принятые размеры основания в плане не повлияют неблагоприятно на точность распределения напряжений и деформаций в рассматриваемой системе. Для статических воздействий проблема введения связей конечной жесткости на границах выделенной для расчета ограниченной части грунтового полупространства решена однозначно на основе экспериментальных данных [4].

Для описания железобетонных элементов модели 10-этажного каркаса использованы объемные элементы типа SOLID (твердотельный, пространственный конечный элемент (КЭ) с характерным размером 0,4 м) и линейные (одномерный) элементы типа ROD (Стержень) – для моделирования арматуры. Сечение колонн железобетонного каркаса принято размером 0,4 × 0,4 м неизменным по высоте здания. Ригели перекрытий имеют прямоугольное сечение размером 0,3 × 0,4 м, толщина плит перекрытия – 0,2 м.

Общий вид конечно-элементной модели представлен на рис. 1.

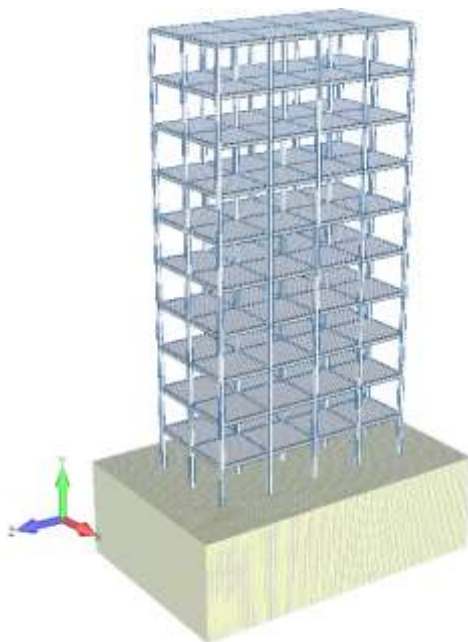


Рис. 1. Общий вид КЭ-модели системы
«Каркас здания – Свайный фундамент – Основание»

Для моделирования элементов каркаса приняты следующие характеристики материалов:

– бетон класса $C^{30}/37$: модуль упругости $E_{cm} = 33 \times 10^3$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$, плотность материала $\rho = 2500$ кг/м³; модуль сдвига вычисляется по формуле $G_c = E_{cm} / (2(1 + \nu))$.

– арматура класса S500: модуль упругости $E_s = 2 \times 10^5$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$, плотность материала $\rho = 7850$ кг/м³; модуль сдвига вычисляется по формуле $G_s = E_s / (2(1 + \nu))$.

Армирование колонны: продольная арматура размещена в каждом углу сечения колонны (площадь сечения арматуры в одном углу равна 491 мм², что соответствует площади стержня $\varnothing = 25$ мм); поперечная арматура в модели отсутствует. Ригели имеют нижнюю и верхнюю рабочую арматуру (площадь сечения каждой соответствует площади 4-х стержней $\varnothing = 20$ мм).

Внешняя вертикальная нагрузка на узлы ригелей по всем этажам принята равной 3 кН, на узлы ригелей покрытия – 1,5 кН. Горизонтальная нагрузка направлена вдоль оси X (вдоль меньшего размера в плане каркаса), нагрузка на узел равна 0,5 кН, приложена ко всем узлам на плоскости XU . Предполагается, что в каждом нагружении заданы расчетные значения нагрузок.

Жесткость контактного взаимодействия сваи и основания сооружения (грунта) является следствием отпора грунта для забиваемых свай и численно определяется по механическим характеристикам грунта.

Связь между узлами КЭ сваи и КЭ основания каркаса моделируется специальным элементом GAP. «При линейном анализе элемент GAP ведет себя как обычная пружина с заданной жесткостью на растяжение и сжатие» [1, 2]. Такой вид взаимодействия напоминает известный в строительной механике метод Б. Н. Жемочкина, с той лишь разницей, что в последнем связь между взаимодействующими объектами осуществляется через абсолютно жесткие связи. Элемент GAP допускает взаимное проскальзывание смежных узлов сваи и грунта.

Сила трения вычисляется по известным из физики соотношениям для силы нормального давления на сваю и коэффициента внутреннего трения (справочная информация). Так как нормальное (горизонтальное) давление по длине сваи для каждого КЭ меняется, меняется не монотонно (большее давление наблюдается для элементов под ростверком, меньшее – на конце сваи), то для уменьшения трудозатрат на этапе подготовки исходной информации к расчету в данной работе принималось осредненное значение давления по всей длине сваи. Следует заметить, что в общем случае элемент GAP используется как нелинейный, предназначенный для модели-

рования зазоров и натягов в контактных задачах. Однако, чтобы реализовать нелинейный расчет требуется быстродействующее вычислительное устройство.

При исследовании контактного взаимодействия сваи и грунта рассматриваются два случая:

1) свая погружается в грунт в заранее подготовленную скважину; плоскости сваи и грунта плотно соприкасаются, но давление грунта на сваю нет; давление грунта на сваю возрастает с увеличением нагрузки на ростверк; это давление на уровне максимальной нагрузки и определяет значение жесткости на сжатие (Compression Stiffness), задаваемой для элемента GAP. Численные значения исследованных параметров в расчете для этого случая приведены в табл. 1 (вариант 1).

2) свая забивается в грунт; сила давления на сваю определяется жесткостью грунтового массива; при определении этой силы следует учитывать наложение деформированных состояний грунта от забивки каждой сваи куста; точное определение давления на каждую сваю невозможно; наиболее нагружена центральная свая; жесткость на сжатие для элемента GAP, соединяющего сваю с грунтом, определяется по известным правилам механики. Численные значения исследованных в расчете параметров для этого случая приведены в табл. 1 (вариант 2).

Результаты конечно-элементного анализа. В табл. 1 приведены выборочные результаты расчета 10-этажного каркаса.

На рис. 2 показано распределение нормальных напряжений σ_x в КЭ грунта по боковой поверхности центральной сваи (вариант 1). Наибольшие (по модулю) напряжения имеют место в КЭ под ростверком и на глубине $y = -4,6$ м.

Качественный характер распределения нормальных (горизонтальных) напряжений σ_x в плоскости XOY показан на рис. 3. На рис. 4 показано распределение нормальных напряжений σ_x в КЭ грунта по боковой поверхности (слева и справа) сваи (вариант 2).

Таблица 1

Результаты анализа 10-этажного каркаса

Выходной вектор результатов, описание	Вариант 1	Вариант 2
1..Total Translation Суммарное перемещение, мм	Max: 134	Max: 56
2..T1 Translation Перемещение в направлении оси X, мм	Min: -28 Max: 7	Min: -12 Max: 2
3..T2 Translation Перемещение в направлении оси Y, мм	Min: -131	Min: -55
3183..Rod Axial Stress Нормальные напряжения в арматуре, МПа	Min: -309.8 Max: 180.7	Min: -257.7 Max: 113.4
3226..Gap X Force Усилия в элементе GAP в направлении оси X, Н	Min: -294.2 Max: 294.2	Min: -0.004 Max: 0.004
3228..Gap Y Shear Force Усилия в элементе GAP в направлении оси Y, Н	Min: -1454 Max: 1437	Min: -0.009 Max: 0.009
3229..Gap Z Shear Force Усилия в элементе GAP в направлении оси Z, Н	Min: -215.5 Max: 215.5	Min: -0.001 Max: 0.002
60011..Solid Y Normal Stress Нормальные напряжения в направлении оси Y в объемном КЭ SOLID, МПа	Min: -36.4 Max: 3.3	Min: -43.0 Max: 2.0
60013..Solid XY Shear Stress Касательные напряжения по площадке, нор- мальной к оси X, в направлении оси Y, МПа	Min: -7.35 Max: 8.24	Min: -5.14 Max: 5.55
60016..Solid Max Prin Stress Максимальные главные напряжения, МПа	Min: -4.61 Max: 13.72	Min: -5.57 Max: 9.31
60017..Solid Min Prin Stress Минимальные главные напряжения, МПа	Min: -36.4 Max: 0.78	Min: -43.0 Max: 0.38
60028..Solid Max Shear Stress Максимальные касательные напряжения, МПа	Min: 0.002 Max: 18.52	Min: 0.0018 Max: 21.84
60031..Solid Von Mises Stress Эквивалентные напряжения по Мизесу, МПа	Min: 0.003 Max: 36.87	Min: 0.01 Max: 43.48

На рис. 5 показано распределение касательных напряжений в КЭ грунта (по модулю) на левой и правой сторонах сваи (вариант 1). Свая расположена по оси колонны ($x = 6$ м, $z = 12$ м), она является центральной в соответствующем кусте свай. Наибольшему значению касательного напряжения σ_{xy} вдоль сваи соответствует отметка $y = -6,0$ м. Распределение касательных напряжений для варианта 2 показано на рис. 6 (плоскость XOY), а качественный характер распределения напряжений – на рис. 7.

Распределение нормальных напряжений σ_y в грунте в плоскости XOY показано на рис. 8, а в плоскости ZOY – на рис. 9.

Предполагая неразрывной связь между узлами КЭ сваи и грунта, получим для варианта 1 максимальное перемещение узла на стыке сваи и грунта равным 71 мм (узел расположен под ростверком).

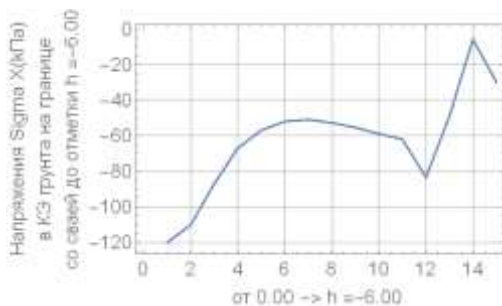


Рис. 2. Напряжения в КЭ грунта

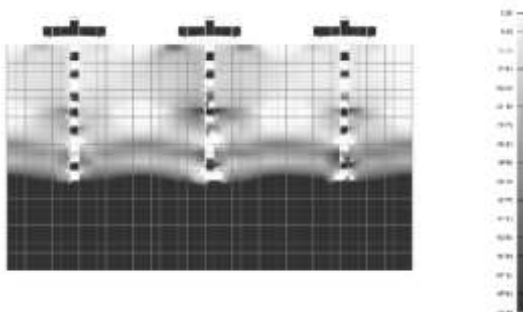


Рис. 3. Распределение нормальных напряжений σ_x в грунтовом массиве (плоскость XOY)

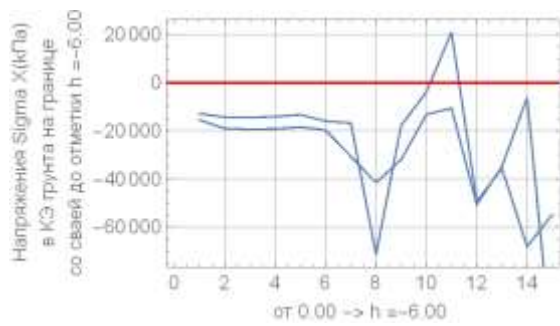


Рис. 4

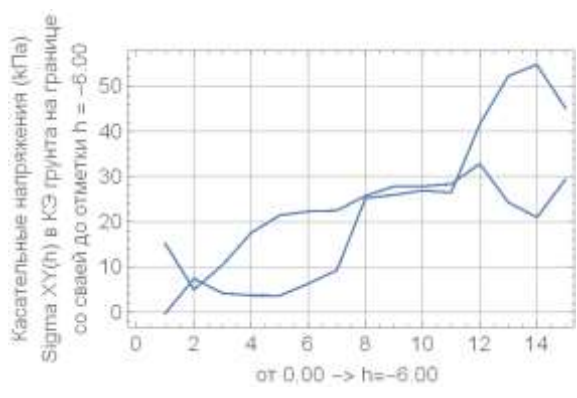


Рис. 5

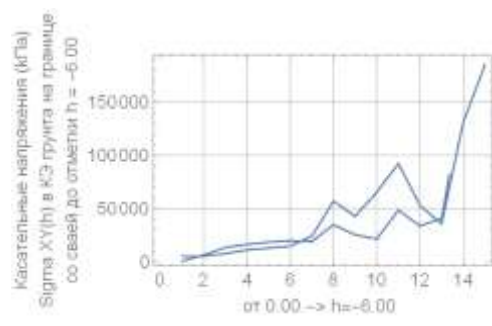


Рис. 6

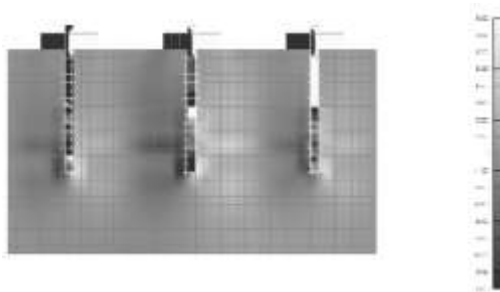


Рис. 7. Распределение касательных напряжений σ_{xy} в грунтовом массиве (плоскость XOY)

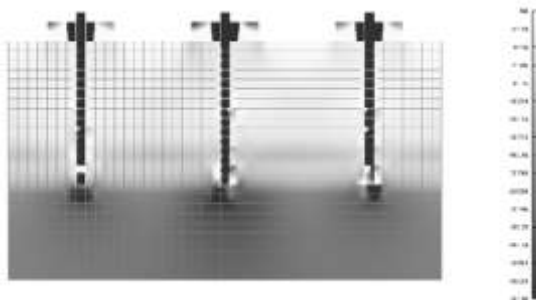


Рис. 8. Распределение вертикальных напряжений σ_y в грунтовом массиве (плоскость XOY)

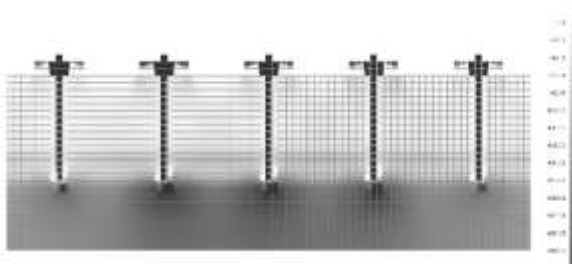


Рис. 9. Распределение вертикальных напряжений σ_y в грунтовом массиве (плоскость ZOY)

Заключение. Разработанная конечно-элементная модель системы «Каркас здания – Свайный фундамент – Основание» позволяет получить достоверную оценку НДС при всевозможных изменениях

физико-механических характеристик материалов каркаса и основания. Модель позволяет реализовать и возможные включения (слои) в основании с особыми механическими характеристиками.

Исследуемая система является многопараметрической. Варьирование параметрами проекта позволит найти экономически целесообразное решение. Для поиска оптимального конструктивного решения можно использовать все возможные методы и способы оптимального проектирования.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рычков С. П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran. – М.: ДМК Пресс, 2013. – 784 с.
2. Шимкович Д. Г. FEMAP & NASTRAN. Инженерный анализ методом конечных элементов. – М.: ДМК Пресс, 2008. – 701 с.
3. Сычкина Е. Н., Антипов В. В., Офрихтер Я. В. Численные исследования работы забивной сваи на аргиллитоподобных глинах. М.: Вестник МГСУ. Том 14. Выпуск 2. 2019. – С. 188–198.
4. Ильичев, В. А., Мангушев, Р. А. и др. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Москва: Изд-во АСВ, 2016. – 1031 с.

УДК 624.04

ОБЗОР ПЛИТ ПОКРЫТИЯ «НА ПРОЛЕТ» И СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ИХ СОПРОТИВЛЕНИЯ ИЗГИБУ

ГРИНЁВ В. В., МАДАЛИНСКИЙ Г. Г.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Аннотация. С 2020 года планируется ввод в учебный процесс кафедры строительные конструкции расчет плит «на пролет» для студентов специальности ПГС. В данной статье рассмотрены отличия в результате расчета плит «на пролет» по нормам, действующим с 1974 года (СССР) и расчета при помощи современного программного комплекса, реализующего общий деформационный метод.

В качестве анализируемого источника принята книга: «Конструкции покрытий из элементов длиной «на пролет», Москва 1974 г. [1].

Обзорная часть. В мировой строительной практике для покрытия одноэтажных промышленных зданий применяются плиты длиной на пролет, которыми перекрываются пролеты длиной более 30 м.

Эти плиты получили широкое распространение из-за довольно большой сжатой зоны при относительно маленькой растянутой. Как мы знаем бетон хорошо работает на сжатие и плохо – на растяжение, что в данных плитах учтено.

Плиты «на пролет» – сравнительно новое, прогрессивное конструктивное решение. Эти плиты перекрывают большой пролет здания, не требуют стропильных балок или ферм, они сразу опираются на подстропильные (продольные) балки или фермы, уложенные по колоннам. Пролет продольных подстропильных конструкций, как правило, равен 12 м по средним рядам колонн и 6 м – по крайним рядам. Опираемость на подстропильные конструкции может быть поверху или понизу.

В данных плитах чаще всего используется арматура марки АIV. Поскольку нагрузка на перекрытие распределяется по всей его площади, исходя сверху, основные растягивающие напряжения испытывает нижний слой арматуры, который и является рабочим в этом направлении. Верхний же армирующий слой получает нагрузку на сжатие. В основном при армировании плит используют арматурные пряди или отдельные стержни.



Рис. 1. Армирование пучками и отдельными стержнями

Плиты «на пролет» могут иметь различное очертание. За рубежом наиболее часто применяются плиты типов Т и 2Т. Кроме того, в Германии используют гиперболические панели, складчатые панели трапециевидного сечения, в Румынии – панели сводчатого типа. В странах СНГ наиболее детально разработаны плиты КЖС, 2Т и П-образные.

В данной статье рассмотрим 4 вида плит: КЖС, «2Т», «П», гиперболическая.

Плиты КЖС имеют 3 типоразмера: основной – для зданий с нулевой привязкой колонн крайних рядов и 2 дополнительных, с одной и двумя консолями по торцам – для зданий с привязкой 250 мм. Плиты типа КЖС применяются при пролетах 18 и 24 м взамен стропильных конструкций и укладываются на подстропильные конструкции. Плиты имеют П-образное поперечное сечение, из пологого тонкостенного цилиндрического свода – оболочки толщиной 30 мм, двух продольных ребер – диафрагм и двух торцовых поперечных ребер. Высота диафрагм и поперечных ребер изменяется в зависимости от пролета плиты. В опорных зонах диафрагм устанавливаются дополнительные сварные каркасы. Для обеспечения трещиностойкости опорных сечений устанавливаются сварные сетки из проволочной арматуры.

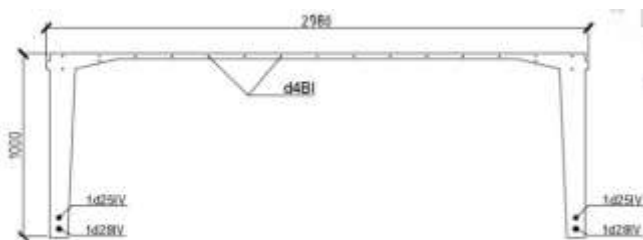


Рис. 2. Поперечное сечение плиты КЖС

Плиты 2Т разработаны для малоуклонной кровли (уклон 1 : 30) с полкой переменной толщины и ребрами по контуру плиты.

Укладывают плиты на стропильные и подстропильные конструкции. Их можно использовать в районах с различной снеговой нагрузкой, в зданиях с мостовыми кранами и подвесным транспортом в условиях слабой и среднеагрессивной газовой среды. Они обеспечивают устойчивость верхних сжатых поясов стропильных и подстропильных конструкций, через них нагрузка с торца здания передается на продольные ряды колонн.

Плита «2Т» состоит из двух продольных предварительно напряженных ребер и полки. Толщина полки таких плит может достигать 50 мм, развитая сжатая зона позволяет уменьшить высоту продольных ребер по сравнению с плитами П-образного поперечного сечения. Незначительные изгибающие моменты в поперечном направлении плиты дают возможность отказаться от поперечных ребер,

что существенно упрощает конструкцию и технологию изготовления плит.

Недостатком этих плит следует считать несовпадение их ребер с узлами верхнего пояса ферм, что вызывает местный изгиб верхнего пояса. Поэтому плиты «2Т» чаще опирают на балки и арки. Значительные трудности возникают и при сопряжении плит между собой в покрытии. Эти и некоторые другие недостатки ограничивают применение таких плит, особенно в районах с большими снеговыми нагрузками.

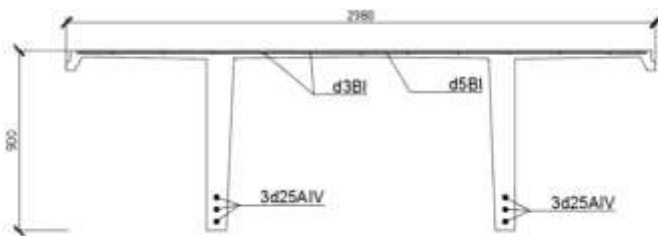


Рис. 3. Поперечное сечение плиты 2Т

П-образные плиты разработаны двух типов: с полкой переменной толщины и с поперечными ребрами. Плиты предназначены для покрытий с малоуклонной кровлей.

Плиты П-образные демонстрируют прекрасные характеристики и небольшой вес, используются в прокладке водопроводов, теплосетей, возведении производственных зданий, объектов частного домостроения. Стандартные П-образные плиты перекрытия, рассчитанные на большие нагрузки, выполняются из бетона высокого качества с обязательным армированием. Особенность конструкций описываемого типа – наличие ребер, которые обычно располагаются в одном/двух направлениях по плоской поверхности. Благодаря П-образной форме удается добиться максимальной прочности при воздействии изгибающей нагрузки, но значительно уменьшить вес. Правда, неровная форма ограничивает использование изделия – в частном строительстве плиты выбирают только для обустройства подвалов и чердаков, часто – гаражей.

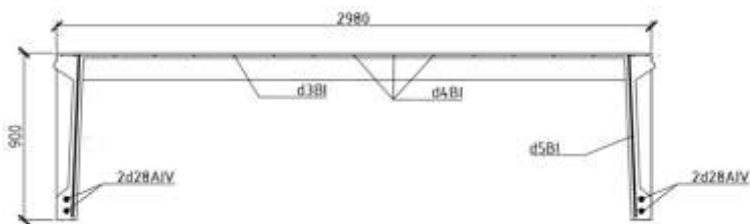


Рис. 4. Поперечное сечение плиты «П»

Гиперболическая плита – пространственная конструкция, у которой верхняя и нижняя поверхности криволинейны, а расстояния между ними так малы, что отношение толщины конструкции к радиусу ее кривизны составляет от 1/20 до 1/1000.

Для покрытий производственных зданий чаще всего используют оболочки положительной кривизны; в покрытиях общественных, спортивных и других сооружений – нередко висячие оболочки отрицательной кривизны. Рассмотрим примеры устройства наиболее распространенных покрытий. Сборные железобетонные покрытия в виде цилиндрических оболочек наиболее эффективно устраивать из крупноразмерных (длиной на пролет) сводчатых панелей, выполняющих одновременно функции плит покрытия и стропильных ферм.

Плиты-оболочки устанавливают на подстропильные фермы и крепят к ним, приваривая закладные детали к опорным пластинам на верхнем поясе ферм

Применение таких конструкций покрытия упрощает монтаж каркасов зданий: после установки, выверки и закрепления колонн монтируют подстропильные фермы; в том же потоке устанавливают панели-оболочки покрытия. Конструкции стропят и устанавливают традиционными способами. Цилиндрические оболочки делают также и сборными из ребристых плит размером 3×6 м, укрупняя их в монтажные секции 3×18 м (по три плиты в секции) и устанавливая на стропильные конструкции.

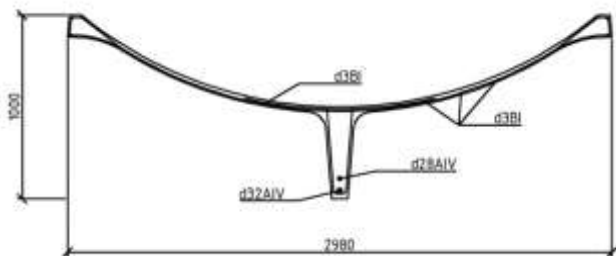


Рис. 5. Поперечное сечение гиперболической оболочки

Расчетная часть. С использованием программного комплекса «Бета» были выполнены расчетные поперечные сечения указанных плит рис. 6. По результатам расчета определены значения максимального изгибающего момента в каждой ранее рассмотренной плите и пересчитана полезная нагрузка.



Рис. 6. Расчетное поперечное сечение гиперболической оболочки, с эпюрой напряжений

Выводы. Проанализировав данные таблицы, делаем вывод, что плиты КЖС, «2Т», «П» могут выдержать гораздо большую нагрузку, в сравнении с результатами расчетов 1974 года. Расчетные значения гиперболической плиты практически совпали со значениями, принятыми для сравнения. Разность в значениях можно объяснить погрешностями в расчетах. Так как при использовании программных комплексов, реализующих деформационный метод, достигается высокая точность и скорость вычислений.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Конструкции покрытий из элементов длинной на пролет. Анализ технических решений и предположения по областям применения / Кутухтин Е. Г. [и др.]. – Москва, 1974 г. – 75 с.
2. Электронный ресурс. – <http://stroyproizvodstvo.ru/konstrukcii-pokrytij-s-primeneniem-plit-na-prolet/>.

УДК 624.014

ВЛИЯНИЕ ЗАЗОРА МЕЖДУ СОЕДИНЯЕМЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

ДАВЫДОВ Е. Ю., БОНДАРОВИЧ А. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В данной статье рассматриваются сварные соединения с применением только угловых сварных швов. В процессе изготовления стальных конструкций, как правило, не всегда удается обеспечить плотное касание элементов в тавровых, нахлесточных и угловых соединениях. Согласно нормативным документам по сварным соединениям зазор между соединяемыми элементами в зависимости от вида сварки и толщины соединяемых элементов может достигать 3 мм. В то же время, в документах по расчету сварных соединений наличие зазора никоим образом не учитывается.

На рис. 1 приведена схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом, используемая в [1, 2]. Сечение по наплавленному металлу обозначено символом « f », а сечение по границе сплавления – символом « Z ». Сечение по наплавленному металлу направлено перпендикулярно гипотенузе прямоугольного треугольника, вписанного во внешнюю часть сварного шва, а сечение по границе сплавления проходит через точки пересечения сварным швом поверхностей соединяемого элемента.

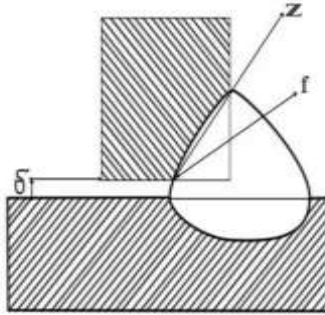


Рис. 1. Поперечное сечение углового шва в тавровом соединении

Согласно [1, 2] определение катета сварного шва осуществляется по следующим формулам:

$$K_f \geq N / \beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf}, \quad K_f = N / \beta_z \cdot l_w \cdot R_{wz}, \quad (1)$$

где β_f , β_z – принимаются в зависимости от вида сварки, положения при сварке и значения катета, который на предварительном этапе расчета принимается в интервале $K_{f \min} - K_{f \max}$;

l_w – расчетная длина сварного шва;

R_{wf} , R_{wz} – расчетные сопротивления срезу, соответственно, по металлу шва и по металлу границы сплавления.

Как видно из приведенных формул, зазор между соединяемыми элементами (δ) не учитывается. Наименьшее значение катета может составить всего 4 мм при ручной сварке и 3 мм при механизированной сварке [2]. При толщинах соединяемых элементов 15 мм и более наибольшее значение зазора (3 мм) и наименьшее значение катета (4 мм) могут оказаться в одном сварном соединении.

С целью определения влияния зазора между соединяемыми элементами на несущую способность сварного шва были проведены экспериментальные исследования. Для проведения экспериментальных исследований были изготовлены образцы двух типов: образцы, где сварные швы предназначались для восприятия сдвигающих усилий и образцы, где сварные швы предназначались для восприятия отрывающих усилий. Образцы каждого типа изготавливались в двух вариантах: без зазора ($\delta = 0$) и с зазором ($\delta = 2-3$ мм). На рис. 2 представлены образцы, предназначенные для восприятия сдвигающих усилий. Фактические зазоры в этих образцах получи-

лись равными 2,5 и 2,9 мм, а катеты сварных швов находились в пределах от 4,0 до 5,7 мм. Катеты сварных швов замерялись как катеты прямоугольных треугольников, вписанных во внешнюю часть наплавленного металла.

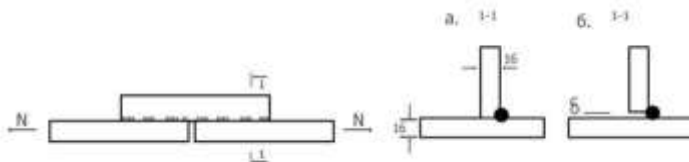


Рис. 2. Образцы для испытаний на сдвиг

На рис. 3 представлены образцы, предназначенные для восприятия отрывающих усилий. Фактические зазоры в этих образцах получились равными 2,1 и 2,9 мм, а катеты сварных швов находились в пределах от 2,7 до 8,4 мм.

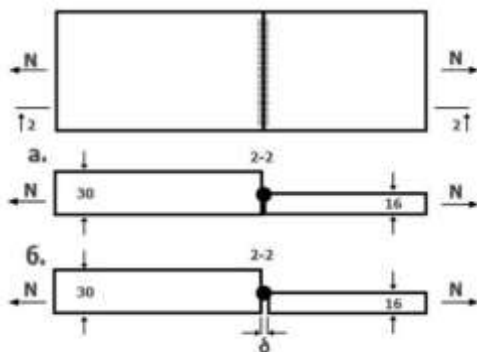


Рис. 3. Образцы для испытаний на отрыв

В образцах для испытаний на сдвиг толщины соединяемых пластин приняты равными 16 мм. В образцах для испытаний на отрыв толщины пластин приняты равными 16 и 30 мм. Материал пластин – сталь С245. Полная длина сварного шва в каждом образце составляла 100 мм. Сварные швы наплавливались полуавтоматом. Использовалась сварочная проволока Св 08Г2С, диаметром 2 мм. Сварка вы-

полнялась в нижнем положении в среде защитного газа (аргона). Образцы были изготовлены на Минском заводе технологических металлических конструкций.

Сечения сварных швов в образцах, испытанных на сдвиг без зазора и с зазором приведены на рис. 4. То же в образцах, испытанных на отрыв приведено на рис. 5.

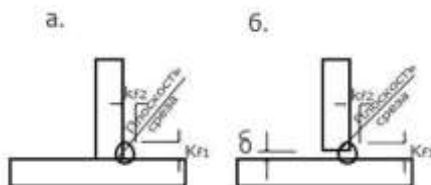


Рис. 4. Сечения сварных швов в образцах, испытанных на сдвиг без зазора (а) и с зазором (б)

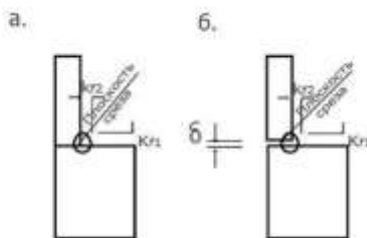


Рис. 5. Сечения сварных швов в образцах, испытанных на отрыв без зазора (а) и с зазором (б)

Испытания образцов проводились в научно-исследовательской лаборатории бетона и строительных материалов на универсальной гидравлической машине WAW-1000 с диапазоном измерения нагрузки 1000 кН (свидетельство о калибровке БелГИМ ВУ 01 № 1402-47 до 12.12.2019).

Осмотр плоскостей среза сварных швов показал, что в сварных соединениях без зазора плоскость среза проходила по наплавленному металлу, в то время как в сварных соединениях с зазором эта плоскость проходила по границе сплавления основного и наплавленного металлов (см. рис. 4 и 5).



Рис. 6. Испытание образца в машине WAW-1000

При обработке результатов эксперимента для сопоставления несущих способностей использовались усредненные значения катета ($K_{ср}$), которые определялись как для сварного шва с одинаковыми катетами ($K_{f1} = K_{f2}$) из условия равенства высоты треугольника с катетами K_{f1} и K_{f2} и высоты равностороннего треугольника с катетами $K_{ср}$. Значения фактических катетов и катетов усредненных приведены в табл. 1 и 2. В указанных таблицах образцы без зазора обозначены М1, М2, М5 и М6, а образцы с зазором – М3, М4, М7 и М8. В табл. 1 и 2 символом « h » обозначена глубина проплавления. Следует отметить, что глубина проплавления не была постоянной вдоль сварного шва. В табл. 1 и 2 приведены средние значения этого параметра.

Учитывая неодинаковость объемов наплавленного металла, сопоставление несущих способностей произведено в относительных величинах в кН/мм. В табл. № 1 приведены сопоставления несущих способностей сварных швов в соединениях, работающих на сдвиг. Для сварных швов с зазором, испытанных на сдвиг, относительная несущая способность оказалась в 1,34–1,56 раз меньше несущей способности сварных швов без зазора.

Таблица 1

Геометрические и механические характеристики образцов, испытанных на сдвиг

№	K_{f1} , мм	K_{f2} , мм	K_{cp} , мм	δ , мм	h , мм	N , кН	N/K_{cp}	h/K_{cp}
M1	4,3	4,0	4,1	0	1,7	192	46,8	0,41
M2	5,0	4,7	4,8	0	1,7	192,5	40,1	0,354
M3	4,4	5,7	5,0	2,5	3,0	149,8	29,9	0,6
M4	4,5	5,6	5,1	2,9	2,8	153,3	30,06	0,55

Таблица 2

Геометрические и механические характеристики образцов, испытанных на отрыв

№	K_{f1} , мм	K_{f2} , мм	K_{cp} , мм	δ , мм	h , мм	N , кН	N/K_{cp}	h/K_{cp}
M5	5,4	3,5	4,15	0	1,6	205	49,4	0,385
M6	3,0	2,7	2,84	0	1,2	144,4	50,8	0,422
M7	8,4	5,5	6,5	2,9	3,0	217	33,5	0,46
M8	5,0	4,0	4,42	2,1	2,0	166,5	37,6	0,45

Для сварных швов с зазором, испытанных на отрыв, относительная несущая способность оказалась в 1,35–1,47 раз меньше относительной несущей способности сварных швов без зазора. Следует отметить, что снижение несущей способности вызванное зазором не является прямо пропорциональным. Это обусловлено тем, что при наличии зазора несколько увеличилась глубина проплавления: для сварных швов без зазора глубина проплавления составила: 1,4–1,7 мм, а для сварных швов с зазором 2–3мм. Относительное значение глубины проплавления (h / K_{cp}) для образцов без зазора составило 0,36–0,49, для образцов с зазором 0,45–0,57.

Аналитически зависимость несущей способности сварного соединения с учётом зазора между соединяемыми элементами может быть определена по следующему выражению:

$$N = N_0 [1 - (\delta / K_{cp})^2], \quad (2)$$

где N_0 – несущая способность сварного соединения при отсутствии зазора.

Выводы:

1. Зазоры между соединяемыми элементами оказывают существенное отрицательное влияние на несущую способность сварного соединения. Несущая способность, приходящаяся на 1 мм катета сварного шва в образцах с зазором оказалась на 36–24 % меньше, чем в образцах без зазора.

2. В образцах без зазора плоскости среза проходили только по наплавленному металлу сварного шва, а в образцах с зазором плоскости среза проходили только по границе сплавления основного и наплавленного металлов.

На основании проведенных исследований и сделанных выводов рекомендуется катеты сварных швов, вычисленные по формулам, приведенным в [1, 2] увеличивать на значение зазора, допускаемого по ГОСТам [3, 4, 5, 6, 7,8]:

$$K_f \geq N / \beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} + \delta; \quad K_f = N / \beta_z \cdot l_w \cdot R_{wz} + \delta, \quad (3)$$

Указанное увеличение следует предусматривать, если при изготовлении конструкций не представляется возможным гарантированно исключить появление зазоров между соединяемыми элементами. Данная рекомендация одобрена ЦНИИСК им. Кучеренко – разработчиком СНИП II-23-81* и СП 16.13330 (см. Письмо № 3-1124 от 15.08.2019 г.) и соответствует требованиям ГОСТ 23118-2012.

Исходя из существующей практики проектирования и изготовления стальных конструкций увеличение катетов сварных швов на величину допускаемого по ГОСТам зазора следует предусматривать уже при разработке рабочих чертежей в стадии КМ, т. к. при разработке рабочих чертежей в стадии КМД вносить изменения в рабочий проект допускается только с согласия организации разработчика чертежей КМ (см. п. 4.3 [10]).

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНИП II-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции. – М.:Госстрой СССР, 1991. – С. 38.
2. СП II 13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНИП II-23-81*.

3. ГОСТ 5264. Ручная дуговая сварка. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
4. ГОСТ 1477.1. Дуговая сварка в защитном газе. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
5. ГОСТ 11533. Автоматическая и полуавтоматическая дуговая сварка под флюсом под острыми и тупыми углами.
6. ГОСТ 11534. Ручная дуговая сварка под острыми и тупыми углами.
7. ГОСТ 23518. Дуговая сварка в защитных газах. Соединения сварные под острыми и тупыми углами.
8. ГОСТ 8713. Сварка под флюсом. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
9. ГОСТ 23118-2012. Конструкции стальные строительные. Общие технические условия.
10. ТКП 45-5.04-121-2009. Стальные строительные конструкции. Правила изготовления.

УДК 692.21

ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗРАБОТКИ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ В ОБЛАСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ЖАБИНСКИЙ А. Н., НАДОЛЬСКИЙ В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. В настоящее время в РБ идет процесс модернизации отечественных норм расчета строительных конструкций нормы. Следует отметить, что нормы должны обладать, как достаточной жёсткостью в своих основных требованиях к надежности и долговечности конструкций, так и быть достаточно гибкими, чтобы не препятствовать совершенствованию и дальнейшему их развитию. Этап, который сейчас протекает в области развития системы нормирования в Беларуси, в большой степени соответствует этому принципу.

В связи с вступлением в силу указа Президента РБ № 217 от 5 июля 2019 г. «О строительных нормах и правилах» и постановле-

ния Совета Министров № 517 от 7 июля 2019 г. «О реализации Указа Президента Республики Беларусь»вносятся изменения в структуру технических нормативных правовых актов (ТНПА) в области строительства. В частности, в план первоочередных разработок ТНПА включены Строительные нормы (СН), в которых устанавливаются основные требования обязательного применения, и Строительные правила (СП), в которых устанавливаются требования, положения и правила добровольного применения. Не стоит забывать, что применение СП на добровольной основе должно сопровождаться высокой подготовкой инженерного сообщества и экономической системой страхования рисков. С введением новых СП и СН согласно указу президента и Постановлению правительства отменяется действие предыдущих ТНПА.

Указанные документы СН и СП должны быть разработаны во взаимосвязи с государственными стандартами и ТНПА, межгосударственными, европейскими и международными стандартами.

Структура действующих ТНПА в области стальных конструкций. В настоящее время в Республике Беларусь в области проектирования, изготовления, монтажа и эксплуатации металлических конструкций одновременно действуют основные документы: СНиП II-23-81 и ТНПА [1–7], а также Еврокоды – ТКП EN [8–13] (всего 24 документа) и СТБ EN [14, 15] и др. (рис. 1).

Определение нагрузок и воздействий, а также расчетных усилий в элементах конструкций и соединениях выполняются в соответствии с ТКП EN [8 и 9, все части].

Анализ указанных документов показывает, что при проектировании стальных конструкций существуют две независимые системы: первая – базируется на национальных ТНПА и вторая – на принципах и правилах европейских и международных стандартов (ТКП EN, СТБ EN, СТБ ISO). Наиболее значимое отличие заключается в особенностях моделей оценки и нормируемых уровней надежности строительных конструкций (ГОСТ 27751 и ТКП EN 1990). Кроме того, согласно ТКП EN 1990 (п. 1.3) проектирование стальных конструкций жестко связано с требованиями к изготовлению и монтажу, которые установлены в СТБ EN 1090 (части 1–3), и которые отличаются от требований ТКП 45-5.04-41-2006 (правила монтажа) и ТКП 45-5.04-121-2009 (правила изготовления). Поэтому до начала работ по созданию СП и СН необходимо выполнить полную ревизию

зию не только отдельных ТКП, но и связанных с ним СТБ, так как они в ряде случаев не соответствуют международным стандартам аналогичного направления.

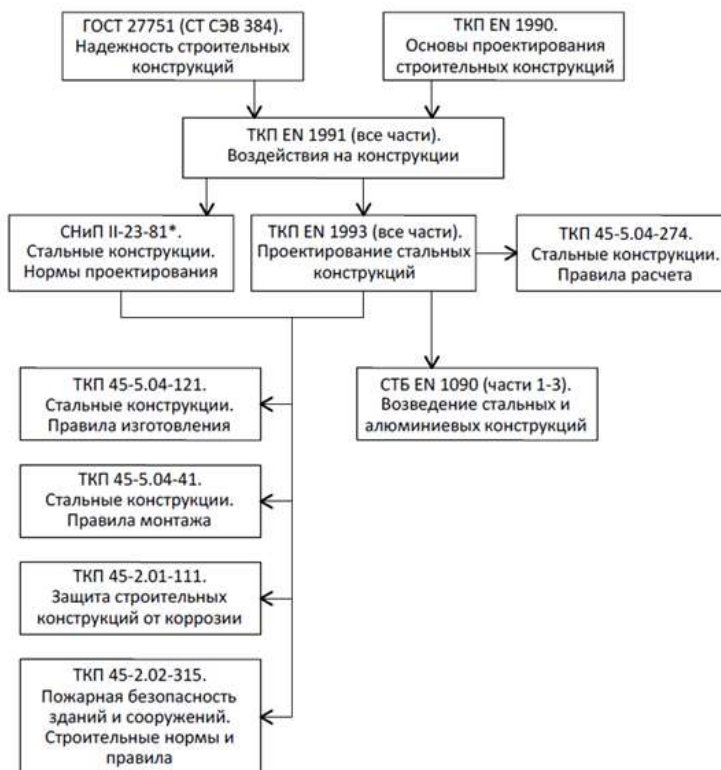


Рис. 1. Структура действующих ТНПА в области стальных конструкций

Расчет стальных конструкций по действующим национальным и европейским нормам базируются на методах расчета конструкций по предельным состояниям. Несмотря, на некоторые различия в практической реализации, эти документы по ряду позиций расчета дополняют друг друга. Тщательный анализ определения несущей способности элементов и конструкций свидетельствует о том, что большинство моделей сопротивления обеспечивают близкую сходимость их результатов.

Структура и разработка новых ТНПА в области стальных конструкций. Предлагается следующая структура развития строительных норм (СН) и строительных правил (СП) в Республики Беларусь области стальных конструкций (см. рис. 2).

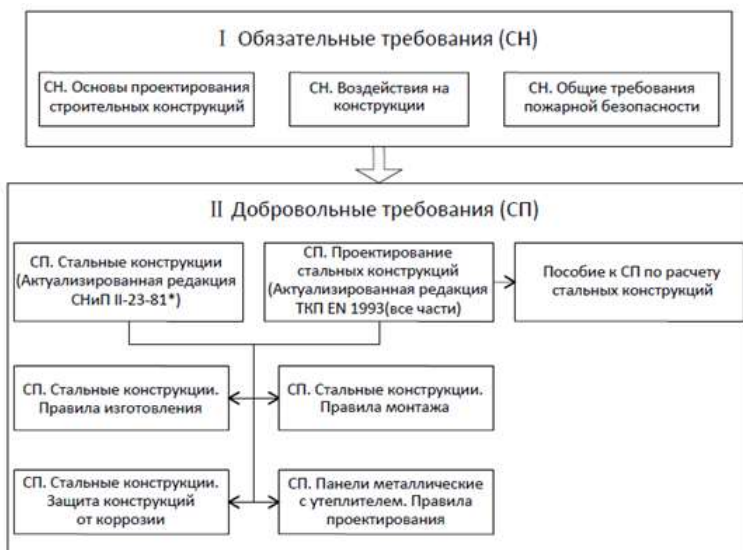


Рис. 2. Предлагаемая структура СП и СН в области стальных конструкций

Основными документами в предложенной структуре ТНПА (см. рис. 2) являются СН «Основы проектирования строительных конструкций», которые, по нашему мнению, должны быть реализованы на базе ТКП EN 1990 и международных стандартов ISO, и СН «Воздействия на конструкции», в основу которых должны быть положены модели нагрузок, приведенные в ТКП EN 1991, и СН «Общие требования пожарной безопасности».

При разработке СН «Основы проектирования строительных конструкций» необходимо учесть следующие положения:

- основные требования к безопасности и надежности конструкций и общие формулировки критериев их реализации;
- модели воздействий и модели сопротивлений, которые необходимо включать и использовать в СН и СП, в первую очередь, должны быть для конструкций, свойства материалов и геометриче-

ские параметры которых находятся в области, для которой накоплен достаточный опыт и доступны экспериментальные данные. Во всех других случаях необходимо чтобы была возможность использовать другие принципы проектирования, но за реализацию этих принципов проектирования должны браться специально подготовленные специалисты из профильных организаций и должна существовать соответствующая процедура легализации таких подходов;

- в СН и СП должны быть единые термины и определения, а также обозначения физических величин, которые приняты в международных стандартах, что позволит исключить разное их толкование и ошибки при проектировании;

- провести исследования коэффициентов, значения которых не установлены и требуют проведения исследований для их назначения. Согласно идеологии Еврокодов часть расчетных величин назначаются на региональном уровне. В текущих редакциях Национальных приложений Еврокодов указанные величины приняты без должного обоснования по рекомендуемым значениям, которые не учитывают региональные особенности Республики Беларусь. Особое внимание следует уделить назначению коэффициентов γ_{Mi} в соответствии с особенностями вариации климатических нагрузок, особенностям локальных требований по надежности и принятой инженерной практики, которые не всегда могут быть напрямую учтены в Еврокодах;

- правила составления расчетных сочетаний воздействий, должны выполняться с учетом крановых нагрузок, которые при составлении сочетаний в рамках ТКП EN 1990 не нашли своего отражения, т. е. отсутствуют значения коэффициентов сочетаний, частных коэффициентов, которые зависят от установленного уровня надежности, что в итоге приводит к неоправданным увеличениям усилий;

Вторым документом ТНПА в предлагаемой структуре (см. рис. 2) является СН «Воздействия на конструкции», в котором при разработке должны быть учтены следующие положения:

- одинаковые базовые значения воздействий (значение снеговой нагрузки на грунт, значение скорости ветра, и т. д.), т. е. те значения, которые устанавливаются на основании данных наблюдений для определенного типа местности;

– провести калибровку значений частных коэффициентов на основании актуальных статистических данные и территориальных особенностей республики;

– учесть значения коэффициентов сочетаний для крановых воздействий, зависящие от типа и количества кранов, которые не учитываются при определении нагрузок на здания в ТКП EN 1991-3 (следует отметить, что их значения достаточно полно изучены отечественными учеными еще в прошлом столетии и прошедших длительную апробацию при проектировании строительных объектов);

– с учетом имеющего опыта проектирования провести изучение и уточнение ветровых воздействий, особенно при проектировании высотных сооружений.

При разработке данного СН необходимо учесть отдельные положения СНиП «Нагрузки и воздействия». Этот подход позволит обеспечить единообразие подходов при определении нагрузок для всех видов конструкций, также позволит исключить трудности, сложившиеся при обследовании зданий и при выполнении дальнейших работ по проектированию. На сегодня сложилась ситуация, что действие СНиП 2.01.07-85 и СНиП II-23-81* отменяется для вновь начинаемых объектов строительства, тогда встает закономерный вопрос о том, каким нормативным документам должны удовлетворять существующие или реконструируемые объекты строительства, содержащие стальные, бетонные и алюминиевые конструкции, и на какие нагрузки их рассчитывать. Как следствие – возникает еще один вопрос – проектирование новых конструкций при реконструкции, которая, как правило, происходит после обследования, возникнет не соответствие между принятыми нагрузками при обследовании и проектировании, а также не соответствие между оценками несущей способности конструкций.

При разработке СП «Стальные конструкции» добровольного применения рекомендуется придерживаться двух систем нормативных документов. Соответственно одни документы необходимо разработать на базе ТКП EN 1993. Аргументами в поддержку этой системы является то, что Еврокод аккумулирует в себе инженерный опыт передовых стран Европы. Целый ряд прогрессивных технологий проектирования и строительства до сих пор не обеспечен нормативной базой, соответствующей современному техническому уровню. Еврокод 3 «Проектирование стальных конструкций» весь-

ма интересен и полезен как с точки зрения нормативного, так и практического применения. Благодаря этому документу у нас появилась возможность проектировать качественно новые конструкции. В этом и есть неоспоримый плюс международных стандартов. Отметим, что введение Еврокодов существенно инициировало научные исследования теоретических базовых основ методов расчета (к сожалению, на личной инициативе, без поддержки государственных структур).

В пользу развития СП «Стальные конструкции», базирующихся на СНиП следует учесть, что они разработаны на большом национальном опыте проектирования, содержат большое количество серийных разработок и рекомендаций, понятны для проектировщиков, отличаются конкретностью при проектировании и проведении экспертизы, результаты расчета несущей способности показывают их близкую сходимость с европейскими правилами. Так же следует отметить, что многие положения расчета, такие как, определение расчетных длин, предельные гибкости, предельные значения прогибов и перемещений, расчет ступенчатых колонн, расчет местной устойчивости и способы ее обеспечения и ряд других положений расчета изучены в отечественных правилах расчета, они дополняют европейские правила ТКП EN и могут быть положены в основу дальнейшего совершенствования правил расчета в СП. Важным вопросом при разработке СП является согласованность классов сталей, расчетных параметров сварочных материалов и прочности болтовых соединений, которые требуют особого тщательного изучения.

Заключение. Использование единых СН обязательного применения устранил неразбериху, связанную с разными значениями нагрузок и их сочетанием, а также позволит унифицировать требования по обеспечению безопасности и надежности строительных конструкций и отразить национальные и территориальные особенности страны, а использование двух СП по расчету стальных конструкций на альтернативной основе позволит:

- дополнить методики расчета, недостающие в каждой из систем стандартов;

- учесть национальные особенности и опыт проектирования (апробирование и серийные конструктивные решения), сложившиеся в республике;

– снизить трудности для инвесторов связанные с процедурой пересогласования и перепроектирования готовых проектных решений;

Предлагаемые в статье положения к разработке основных документов строительных норм и правил следует рассматривать как предложения по формированию новой нормативной базы в области проектирования металлических конструкций в РБ.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНИП II-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции.

2. ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 384-87). Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования.

3. ТКП 45-2.01-111-2008 (02250). Защита строительных конструкций от коррозии. Строительные нормы проектирования

4. ТКП 45-5.04-121-2009 (02250). Стальные строительные конструкции. Правила изготовления

5. ТКП 45-5.04-41-2006 (02250). Стальные конструкции. Правила монтажа.

6. ТКП 45-1.03-314-2018 (33020). Возведение строительных конструкций, зданий и сооружений. Основные требования

7. ТКП 45-2.02-315-2018 (33020). Пожарная безопасность зданий и сооружений. Строительные нормы проектирования

8. ТКП EN 1990-2011 (02250). Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций.

9. ТКП EN 1991-2009 (02250). Еврокод 1. Воздействия на конструкции.

10. ТКП EN 1993-1-1-2009 (02250). Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий.

11. ТКП EN 1993-1-3-2009 (02250). Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов.

12. ТКП EN 1993-1-5-2009 (02250). Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–5. Пластинчатые элементы конструкций.

13. ТКП EN 1993-1-8-2009 (02250). Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–8. Расчет соединений.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ЖЕСТКОСТИ ТРЕХШАРНИРНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ АРОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ РАЗЛИЧНОГО ОЧЕРТАНИЯ

ЗГИРОВСКИЙ А. И., КОЛЕДА С. М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

На кафедре «Металлические и деревянные конструкции» совместно с Центром научных исследований и испытаний строительных конструкций БНТУ за последние годы накоплен опыт испытаний деревянных арочных конструкций различного очертания в натуральную величину. В Республике Беларусь деревянные арочные конструкции используются в основном в качестве покрытия складов калийных удобрений, а также при возведении спортивных сооружений. Арки являются одним из наиболее эффективных типов несущих конструкций, как с экономической, так и с эстетической точек зрения. Клеодощатые арки в большинстве случаев проектируют прямоугольного постоянного сечения по длине пролёта, независимо от формы её очертания. Стрельчатые клеодощатые арки более трудоемкие в изготовлении по сравнению с арками других очертаний. Опыт проектирования и эксплуатации большепролетных клееных деревянных арок в стране составляет более полувека. Необходимость строительства складов связана с необходимостью хранения калийных удобрений и последующего их экспорта, которая остается одним из основных источников валютных поступлений в страну. Производство калийных удобрений в Республике Беларусь находится примерно на уровне 10 млн т в год. Такое количество хлорида калия обеспечивает в основном ОАО «Беларуськалий». Увеличить производство калийных удобрений в Республике Беларусь планируется после ввода в эксплуатацию Петриковского горно-обогатительного комбината и Нежинского горно-обогатительного комбината в Любанском районе [1].

Для хранения калийных удобрений чаще всего используют большепролетные клееные деревянные арки двух типов по форме

очертания: стрельчатые трехшарнирные и треугольные. Арки стрельчатого очертания пролетом 45 м образуются из двух полуарок длиной по 34 м. Традиционные клееные деревянные трехшарнирные арки пролетом 45 м, высотой в коньке 22,5 м имеют сечение 300×1070 мм и устанавливаются непосредственно на фундаменте с шагом 3 м. В настоящее время такие арки производят при реконструкции старых складов. В процессе строительства и эксплуатации складских сооружений систематически проводились испытания. В процессе испытаний производились замеры перемещений в плоскости действия нагрузки. Оценка напряженного состояния определялась по результатам замеров деформаций волокон древесины.

Испытание деревянной полуарки стрельчатого очертания проводилось по методике, разработанной в БНТУ с использованием опыта в проведении подобных экспериментов [2–4]. Схема испытания арок и схема расстановки приборов арок стрельчатого очертания представлена на рис. 1.

Полуарка устанавливалась в горизонтальном положении. Для исключения изгиба в вертикальной плоскости от собственного веса, полуарка опиралась на часто расположенные шарнирные линейные подкладки (рис. 2).

Концы полуарки были соединены стальной затяжкой из арматурной стали. В центре затяжки была вмонтирована нагружающая траверса. Траверса смонтирована таким образом, что при нахождении в ней домкрата мощностью 50 тс, затяжка натягивалась, и на концы полуарки передавались сжатие, вызывающее в сечениях арки изгибающие моменты и продольные сжимающие силы.

Нагружение конструкции проводилось поэтапно, величина нагрузки одной не превышало 10 % от контрольной нагрузки по жесткости нагрузки и не более 20 % контрольной по прочности нагрузки. На каждой ступени нагружения полуарку выдерживали под нагрузкой 10–15 мин. После приложения контрольной нагрузки, полуарку выдерживали под нагрузкой не менее 30 мин. В ходе испытаний нагрузка ступенями была доведена до двух расчетных без разрушения. При испытании измерялись прогибы и сближение концов полуарки. Прогибы полуарки фиксировались в середине пролета, в четвертях и на опорах, для чего использовались прогибомеры БПАО.

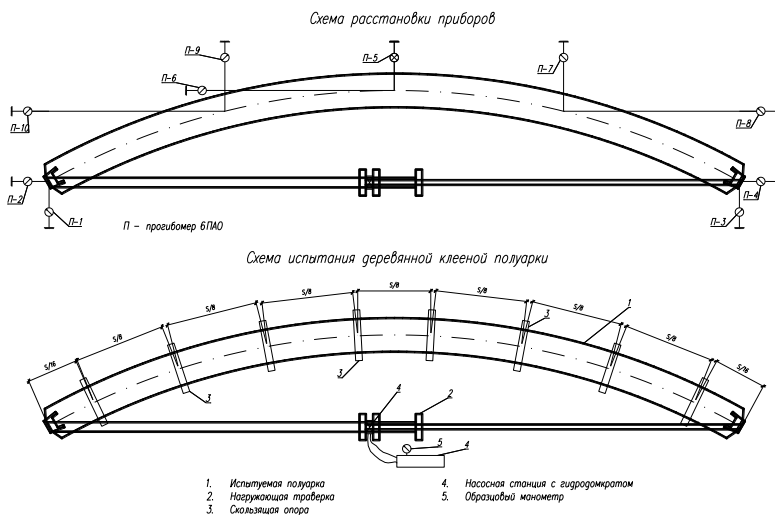


Рис. 1. Схема испытания арок стрельчатого очертания и схема расстановки приборов



Рис. 2. Испытание полуарки стрельчатого очертания на заводском стенде

В последнее время широко применяются арки треугольного очертания пролетом 45 м, которые образуются из двух прямолинейных балок длиной по 30 м. Шаг арок – 4,5 м, сечение 200 × 1332 мм. Опирание арок на фундамент на отм. +5,17 м и сопряжение в коньке – шарнирное.

Арки такого очертания применялись на складе 5РУ «Белкалия», при строительстве Петриковского горно-обогатительного комбината и Гарлыкского ГОК (Туркменистан).

Треугольные арки, образованные из двух прямолинейных балочных элементов, наиболее просты и экономичны по сравнению с арками стрелчатого очертания. Обычно арки треугольного очертания выполняются с расцентровкой в опорном и карнизном узлах, что позволяет уменьшить пролетный изгибающий момент и размеры поперечного сечения балочных элементов. Однако такой способ возможен только при наличии равномерно распределенной нагрузки. При наличии сосредоточенной нагрузки, например от тельферов, подвесок, галерей, которыми оборудованы склады минеральных удобрений, эффект от расцентровки не проявляется

Первоначально планировалось проводить испытания нагружением деревянных арочных конструкций треугольного очертания склада руды (рис. 3) Петриковского ГОК в составе покрытия непосредственно на объекте (рис. 4), т. к. натурные испытания дают более точный результат. Схема приложения нагрузок была близка к схеме загрузки арки основной эксплуатационной нагрузкой от собственного веса покрытия, снега, ветра, а также от оборудования и руды. Расчетом была определена раскладка испытательного груза таким образом, чтобы в расчетном сечении деревянных арок возникали расчетные напряжения. Нагружать конструкцию предполагалось бетонными блоками. Предполагалось испытывать в составе покрытия блок шириной 4,5 м, состоящий из двух арок пролетом 45 м.

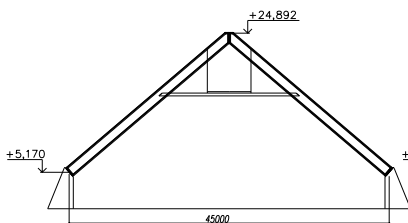


Рис. 3. Поперечный разрез склада Петриковского горно-обогатительного комбината

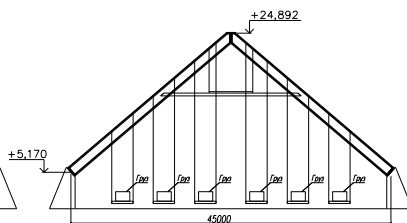


Рис. 4 – Схема испытания арок треугольного очертания нагружением бетонными блоками

Однако это потребовало значительных материальных затрат, связанных с изготовлением стальных подвесок и платформ для раскладки бетонных грузов, трудоемких монтажных работ при испытании конструкций нагружением, большого количества бетонных блоков, а также дополнительным усилением участков опирания арок и фундаментов.

Первоначальный вариант отклонили, и по желанию Заказчика было принято решение разработать универсальный стенд для испытания в лабораторных или заводских условиях (рис. 5). На испытательном стенде (рис. 6) были испытаны два балочных элемента. При склеивания балочных элементов использовался клей «AkzoNobel». Для испытания в лабораторных условиях предусматривалось крепления стенда к силовому полу. Так как испытания проводились на заводской территории СИПР с ОП (г. Солигорск) при отсутствии силового пола, нижний обвязочный пояс сборно-разборного стенда был пригружен бетонными блоками ФБС 24.6.6 (рис. 7). Балки в вертикальном положении испытывались на совместное действие продольной сжимающей силы и изгибающего момента. Продольная сила в балочном элементе создавалась при помощи гидравлического домкрата мощностью 100 тс, установленного горизонтально, а четыре вертикальных домкрата мощностью 25 тс создавали в балке изгибающий момент.

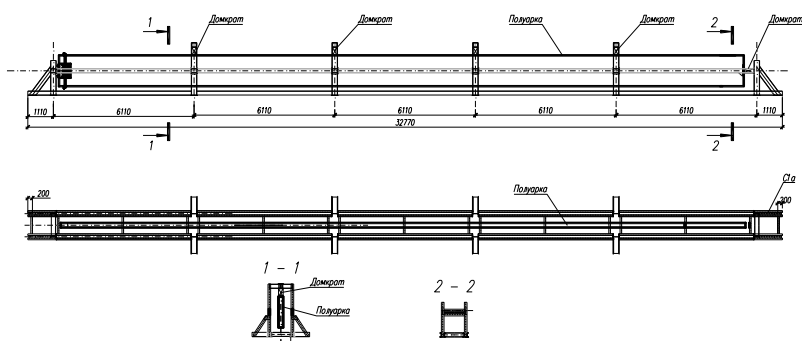


Рис. 5. Установка для испытания в натуральную величину клееных деревянных балочных элементов арки треугольного очертания

Нагружение конструкции проводилось поэтапно, на каждой ступени нагружения полуарку выдерживали под нагрузкой 10–15 мин.

В ходе испытаний нагрузка ступенями была доведена до двух расчетных без разрушения. При испытании измерялись прогибы, которые фиксировались в середине пролета, в четвертях и на опорах, для чего использовались прогибомеры БПАО. За время испытаний каких-либо признаков разрушения балочных элементов отмечено не было. При нагрузке равной двум расчетным прогиб балки составил 11,2 см, что составляет 1/268 пролета. Практически линейная зависимость деформаций от нагрузки свидетельствует об упругой работе древесины при испытании вплоть до последней ступени нагрузки.



Рис. 6. Монтаж деревянной балки в испытательный стенд



Рис. 7. Фрагмент нагружения клееных балок в испытательной установке

В зависимости от назначения сооружения и архитектурных требований, арки могут иметь различное очертание. Здание ФОЦ Парка высоких технологий в г. Минске имеет размеры в плане 27×42 м, шаг арок 3 м. Арочное покрытие представляет собой трехшарнирные ассиметричные арки кругового очертания (рис. 8). Отметка верха арки в коньке +11,9 м. Отметки арки на опорах различные +4,2 м и +1,8 м. Арки были изготовлены в Турции и доставлены на объект автотранспортом. Заказчику понадобилась сертификация этих конструкций в части статических испытаний, но т. к. арки были уже

смонтированы, приняли решение проводить испытания в составе покрытия (рис. 9 и 10) нагрузкой близкой к расчетной.



Рис. 8. Общий вид в стадии монтажа арочного покрытия физкультурно-оздоровительного центра Парка высоких технологий

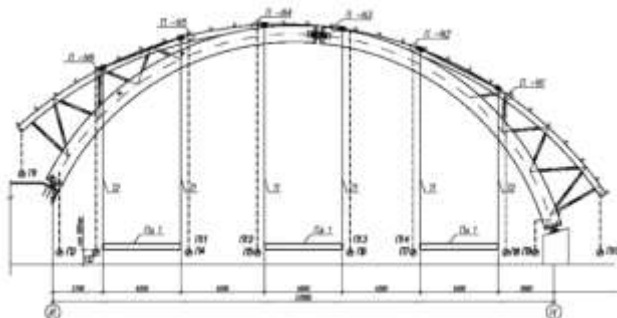


Рис. 9. Схема испытания арок покрытия кругового очертания



Рис. 10. Фрагменты испытания нагружением деревянных арок покрытия в составе покрытия

В Республике Беларусь в Любанском районе для Нежинского участка Старобинского месторождения запроектировали однопролетный склад угля (рис. 11). Основные несущие конструкции – трехшарнирные арки с шагом 4,5 м, пролетом 47 м. Арки опираются на фундамент на отметке +3,6 м. Высота склада в коньке 29,6 м, сечение арок 250 × 1632 мм. Полуарка имеет нижнюю опорную криволинейную зону и верхний прямолинейный участок. Склад оборудован подвесной галереей с конвейером и кратцер-краном.

Возможности стапеля завода клееных конструкций СИПР с ОП (г. Солигорск) позволяют производить конструкции длиной до 35 м. Для испытания длинномерной полуарки разработали стенд (рис. 11–13), в котором конструкция размещалась в горизонтальном положении. Полуарка опиралась на линейные подкладки, расположенные с шагом равным шагу распорок в конструкции.

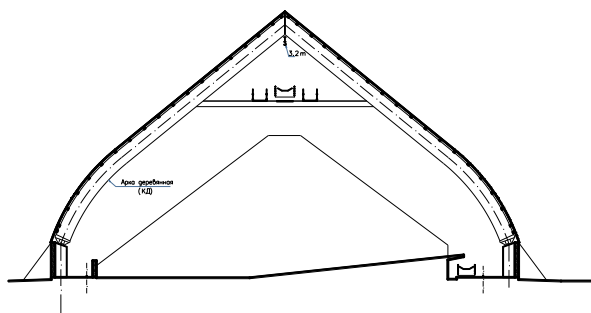


Рис. 11. Поперечный разрез склада угля Нежинского горно-обогатительного комбината пролетом 47 м



Рис. 12. Общий вид испытательной установки в процессе монтажа

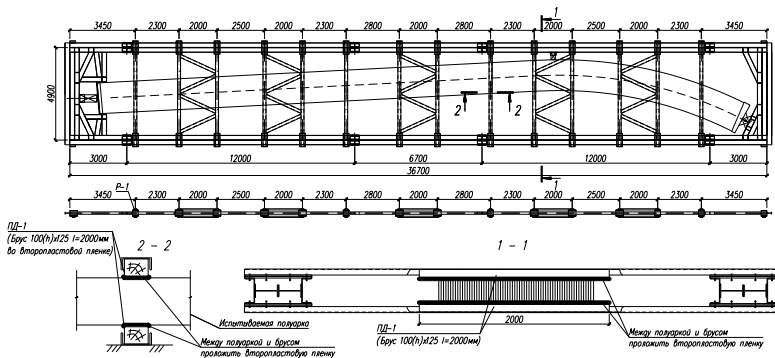


Рис. 13. Установка для испытания в натуральную величину клюшкообразных трехшарнирных полуарок склада руды Старобинского месторождения



Рис. 14. Нагружение клееных полуарок горизонтальной нагрузкой при помощи домкрата

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП 45-5.05-146-2009 (02250). Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования. – Минск, 2010. – 63 с.
2. Ветрюк, И. М. Экспериментальное исследование прочности и жесткости клееных трехшарнирных арок склада сильвинита Солигорского калийного комбината // Клееные деревянные конструкции и технология их изготовления: сборник научных трудов / Гослесбуиздат. – М., 1962. – С. 171–178.
3. Згировский, А. И. Натурные испытания дощатоклееных полуарок, усиленных углеродволокном: сборник научных статей «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров». – Гродно, ГрГУ им. Я. Купалы, 2010. – С. 86–90.
4. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций. – М.: Стройиздат, 1976. – 28 с.

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ОТКРЫТЫХ ПРОФИЛЕЙ С РАЗЛИЧНЫМ УСИЛЕНИЕМ НА КРУЧЕНИЕ

КОНОНОВИЧ К. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. При проектировании строительных конструкций наибольшее применение находят конструктивные схемы с использованием открытых тонкостенных профилей. Они имеют ряд преимуществ по сравнению со стержнями закрытого профиля, ввиду простоты изготовления и эксплуатации. Поэтому чаще всего применяются стержни незамкнутого профиля из прокатных двутавров, швеллеров и т. д.

При этом, тонкостенные открытые профили имеют один недостаток, а именно низкую, по сравнению с закрытыми профилями, сопротивляемость крутящим моментам.

Работа открытых профилей на кручение. Работа открытых профилей при кручении имеет определённый характер. При приложении крутящего момента в открытых профилях перестаёт выполняться гипотеза плоских сечений. Это означает, что поперечное сечение стержня бывшее плоским до приложения нагрузки, после нагружения деформируется и превращается в криволинейную поверхность. При этом точки поперечного сечения перестают лежать в одной плоскости и выходят из неё. Такое явление называется депланацией сечения. Если концы стержня зашпелены, то при депланации сечения, в элементе помимо касательных напряжений появляются ещё и нормальные напряжения, вызванные возникающим из-за депланации бимоментом. Так же, открытые профили, имеющие низкую крутильную жёсткость, подвержены потере устойчивости по изгибно-крутильной форме.

Усиление открытых профилей. Исходя из перечисленного, следует вывод, что значительная разработка и обоснование какого-либо конструктивного или иного метода, который позволит сохранить преимущества стержней открытого профиля и придать им

преимущества стержней закрытых профилей (значительное увеличение сопротивления кручению). Впервые такие мероприятия были предложены автором теории расчёта упругих стержней, профессором Власовым В. З. в его монографии [3]. Метод предложенный Власовым заключался в добавлении к стержням поперечных планок, закрепляющие продольные края от взаимного продольного смещения, тем самым значительно уменьшающие деформации поперечного сечения стержня при кручении.

В ЦНИПСе в 1993 г. профессором Бычковым Д. В. и кандидатом технических наук Мрощинским А. К. были проведены эксперименты, подтвердившие теорию Власова. Некоторые результаты этих экспериментальных исследований были представлены в [2].

Во всех этих исследованиях в основном изучалось влияние бимоментных связей на сопротивление стержня кручению, а также влияние этих связей на возникновение напряжений от деформации сечения. В основном бимоментные связи были в виде планок соединяющие полки двутавров. Эти двутавры работали на свободное кручение, стеснённое кручение и кручение с изгибом.

По результатам исследований можно сделать вывод о значительном повышении крутильной жёсткости GI_k . Т. к. момент инерции стержня при свободном кручении имеет значительное влияние на устойчивость стержня при изгибе, можно сделать вывод о её повышении. Неизученными остаются вопросы о влиянии бимоментных связей на устойчивость тонкостенных открытых стержней при изгибе и влияние на крутильную жёсткость иных видов усиления.

Описание моделей для исследования. Исследование кручения двутавров осуществлялось путём конечно-элементного твердотельного моделирования в программе ANSYS. Для этого создавались три пространственные модели двутавров сечением 30Б1 и длиной 6 м. Первая модель была выполнена без усиления. Вторая усиливалась поперечными ребрами жесткости с шагом 300 мм и толщиной 6 мм. Третья модель усиливалась раскосами, приваренными к полкам двутавра. Раскосы были замоделированы из равнополочного уголка 25×3 . Модели разбивались на конечные элементы максимальным размером 40 мм. Для первого нагружения задавалась жёсткая опора с одного конца двутавра, а с другого прикладывался крутящий момент величиной 1 кНм.

Так же были рассчитаны перемещения элемента вдоль продольной оси стержня. Эти перемещения в данном случае и вызваны деформацией сечения.

Во втором нагружении нагрузка прикладывалась на верхний пояс в виде равномерно-распределённой нагрузки величиной 1 кН/м. Затем выводились изополя нормальных и касательных напряжений.

Так же интерес при таком нагружении представляют вертикальные перемещения. На значение перемещений основное влияние оказывает изгибная жёсткость EI, следовательно, анализируя полученные данные о перемещениях, можно сделать вывод о влиянии тех или иных видах усиления на изгибную жёсткость.

Помимо этого, для второго нагружения был произведён расчёт потери общей устойчивости изгибаемых элементов. По результатам расчёта были определены критические моменты и перемещения в двух первых формах потери устойчивости.

Для сравнения все полученные данные сведены в табл. 1. В этой таблице в графе расчётное значение записывались величины, полученные вычислением по формулам из сопротивления материалов. Для проверки правильности значений, полученных при конечно-элементном моделировании, стоит сравнить данные, вычисленные при вычислении и по первой модели. Полученные результаты имеют незначительные расхождения. Наибольшее расхождение (около 8,7 %) имеют наибольшие нормальные напряжения. Это связано с наличием в модели зон, находящихся близко к заземлённым граням, что вызывает в этих зонах локальные всплески напряжений. Такие всплески, при быстром угасании, являются погрешностью и в расчёте не учитываются. Остальные расхождения значений являются незначительными и обусловлены тем, что конечно-элементный метод является численным методом и имеет определённую точность. Следовательно, можно считать полученные модели достаточно достоверными.

Сравнивая полученные результаты по первому нагружению можно сделать заметить, что наличие рёбер жесткости увеличивает сопротивление открытого профиля крутящим нагрузкам: касательные напряжения уменьшились на 16,8 %, угол поворота на 34 %, момент инерции при кручении увеличился на 20,38 %. Так же стоит отметить, что деформация сечения уменьшились с 1,0654 мм до 0,6988 мм, на 34,4 %.

Таблица 1

Модель	Расчётное значение	Балка	Балка с ребрами жесткости	Балка с раскосным усилением
Нагружение 1 (Кручение)				
Наибольшее касательное напряжение, МПа	25,05	26,1	21,7	5,9
Наибольшее нормальное напряжение, МПа	0	255,850	177,28	81,49
Депланация, мм	–	1,0654	0,6988	0,061
Угол поворота, градусы	23,72	23,89	15,74	1,107
Момент инерции при кручении (I_k)	6,65	6,38	7,68	28,23
Нагружение 2 (Изгиб)				
Наибольшее нормальное напряжение, МПа	42,45	46,17	40,36	41,12
Деформация, мм	13,51	13,548	13,46	13,42
Момент инерции I_x	6319	6244,49	6295,52	6314,29
Нагружение 3 (Потеря общей устойчивости при изгибе)				
Критический момент, кНм	112,47	110,01	142,02	509,4

Раскосное усиление при этом даёт снижение напряжений на 77 %, угла поворота на 95,36 %, и депланаций на 94,27 %. Увеличение момента инерции при кручении составила 342,47 %. Такое увеличение характеристик является весьма значительным. Каждый из элементов жёсткости увеличивает крутильную жёсткость, однако раскосное усиление является гораздо эффективнее.

При нагружении 2 и работе балок на изгиб в обоих случаях усиления, изменение в деформации и момента инерции незначительны

и составляют менее 1,5 %. Такие изменения в изгибной жёсткости являются незначительными.

При нагружении 3 моделировалась потеря устойчивости при изгибе. Критический момент увеличивается на 363 % при раскосном усилении и на 29 % при усилении ребрами жёсткости.

Полученные результаты говорят о том, что раскосное усиление очень сильно увеличивает сопротивление открытого профиля крутящим нагрузкам повышая его крутильную жёсткость, и снижает напряжения и деформации возникающие в сечении. Уменьшение деформаций уменьшает возникающий в сечении бимомент и соответственно нормальные напряжения.

Заключение. По сравнению с ребрами жёсткости усиление решёткой является гораздо более эффективным. Однако, несмотря на повышение крутильной жёсткости, раскосное усиление не оказывает влияния на изгибную жёсткость.

С учётом того, что большие крутильные нагрузки встречаются довольно редко, увеличение крутильной жёсткости положительно сказывается на устойчивости балки. С таким усилением, значительное повышение общей устойчивости становится возможным без создания дополнительных раскреплений по длине балки. Бимоментные связи могут использоваться для повышения крутильной жёсткости как при новом строительстве, так и при усилении уже существующих конструкций. Наиболее рациональными их применение будет при проектировании отдельно стоящих стоечно-балочных конструкций, эстакад, балок под трубопроводы, подкрановых балок, а также в конструкциях в которых использование раскреплений горизонтальными связями конструктивно не представляется возможным.

Очевидно, что такой тип усиления представляет интерес для дальнейшего изучения и экспериментального обоснования. Изучение этого вопроса, а также создание рекомендаций и методики расчёта, может оказать влияние на развитие как конструктивных методов усиления существующих конструкций, так и на создание новых конструктивных форм.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бычков, Д. В. Структура механических стержневых тонкостенных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1962. – 475 с.

2. Бычков, Д. В. Кручение металлических балок / Д. В. Бычков, А. К. Мрощинский. – М.: Государственное издательство строительной литературы, 1944. – 260 с.

3. Власов, В. З. Тонкостенные упругие стержни. – М.: Гос. издательство физико-математической литературы, 1959. – 568 с.

4. СНиП П-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования М.: ЦИТП Госстроя СССР, 2008 г. – 89 с.

УДК 691.328.32

ВЛИЯНИЕ АРМИРОВАНИЯ НА УСАДКУ КЕРАМЗИТОБЕТОНА

МОСКАЛЬКОВА Ю. Г., СЕМЕНЮК С. Д., РЖЕВУЦКАЯ В. А.

Белорусско-Российский университет

Могилев, Беларусь

Введение. Первопричиной усадки керамзитобетона является уменьшение в цементном геле свободной воды и воды, окружающей кристаллы гидросиликатов кальция, в результате чего происходит сближение кристаллов [13]. Возникновение капиллярного давления в порах цементного камня также оказывает существенное влияние на усадку.

Некоторые исследователи утверждают, что усадка керамзитобетона относительно мала [6, 7, 9, 10]. Например, приведенные в [15] значения усадки легкого бетона примерно равны значениям усадки тяжелого бетона.

Однако объективно значение усадки керамзитобетона до 20 % больше, чем у равнопрочного тяжелого бетона. Это связано с тем, что в тяжелых бетонах усадка протекает в растворной составляющей цементного компонента, а в керамзитобетоне усадка возникает не только в растворной составляющей, но и в гранулах крупного заполнителя [8]. Авторами [11] предложено рассматривать керамзитобетон как биактивную систему, так как крупный заполнитель активно влияет на характер и процесс усадки.

Стесненная усадка. На стесненную усадку керамзитожелезобетонных конструкций оказывают влияние: класс легкого бетона, ко-

эффицент армирования, свободная усадка бетона. При стесненной усадке в бетоне возникают растягивающие напряжения (под влиянием разности свободной и стесненной усадки), а в арматуре – сжимающие напряжения.

Наибольшие растягивающие напряжения возникают в местах сцепления бетона с арматурой. Свободная усадка сдерживается арматурой, выполняющей функцию внутренней связи, поэтому деформации усадки армированного образца ниже, чем неармированного (рис. 1). Чем выше коэффициент армирования, тем больше наличие арматуры оказывает влияние на усадку. При слабой арматуре напряжения сжатия в арматуре от усадки бетона могут быть весьма значительными, а растягивающие напряжения в бетоне невелики. Наоборот, при использовании арматуры более высокого класса растягивающие напряжения в бетоне могут быть весьма значительными. В преднапряженных конструкциях релаксация способствует компенсации деформаций усадки.

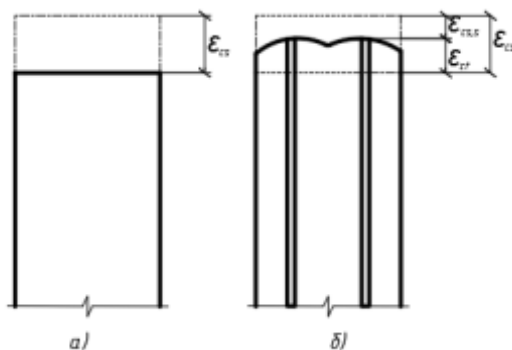


Рис. 1. Усадочные деформации:
а – бетонного образца; б – армированного образца

Для определения влияния армирования на процесс стесненной усадки используется условие внутреннего равновесного состояния в любой момент времени [1]:

$$\sigma_c(t) \cdot A_c = \sigma_s(t) \cdot A_s, \quad (1)$$

где $\sigma_c(t)$ – напряжения в бетоне в момент времени t ;
 $\sigma_s(t)$ – напряжения в арматуре в момент времени t ;

A_c – площадь поперечного сечения бетона;
 A_s – площадь поперечного сечения арматуры.
 В [1] предложено условие совместности деформаций:

$$\varepsilon_s(t) = \varepsilon_{cs}(t) - \varepsilon_c(t), \quad (2)$$

где $\varepsilon_s(t)$ – деформации сжатия в арматуре;
 $\varepsilon_c(t)$ – деформации растяжения в бетоне;
 $\varepsilon_{cs}(t)$ – деформации свободной усадки бетона к моменту времени t .

Деформации свободной усадки армированного керамзитобетона в любой момент времени можно определить по формуле [1]

$$\bar{\varepsilon}_{cs}(t) = 4t \cdot \varepsilon_{cs}(100) \cdot \frac{e^{-20A_s/A_c}}{100 + 3t}, \quad (3)$$

где $\varepsilon_{cs}(100)$ – свободная усадка бетона к моменту 100 суток,

$$\varepsilon_{cs}(100) = 6,7 \cdot 10^{-6} (B\sqrt{II})^{1/2}. \quad (4)$$

В [5, 14] рассматривались варианты влияния симметричного и несимметричного армирования на усадку бетона с разным процентом армирования и влияния стальной фибры на деформации усадки (рис. 2). Эмпирические данные показали уменьшение деформаций усадки при увеличении процента армирования.

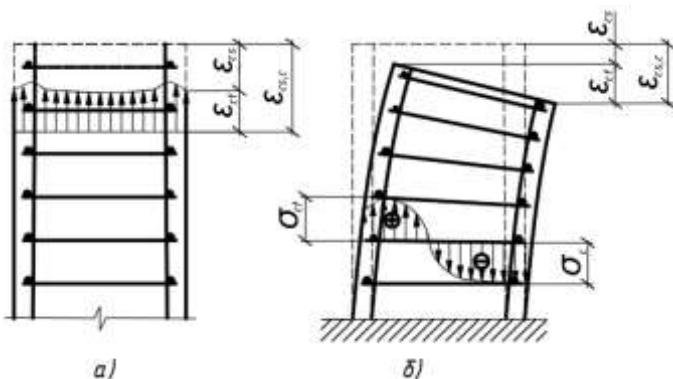


Рис. 2. Влияние армирование на усадку бетона:
 a – симметричное армирование; b – несимметричное армирование [5]

Авторами [14] предложена формула для определения деформаций усадки несимметричного армирования:

$$\varepsilon_{cs,RC} = \frac{\varepsilon_{cs}}{1 + \alpha_e \cdot \rho_s}, \quad (5)$$

где $\varepsilon_{cs,RC}$ – усадка армированного образца;

ε_{cs} – свободная усадка бетона;

α_e – отношение модуля упругости стали к модулю упругости бетона;

ρ_s – процент армирования.

В [8] определялись деформации усадки керамзитобетонных образцов с разным процентом армирования в нормальных температурно-влажностных условиях. По результатам исследований деформации усадки составили $(40-60) \cdot 10^{-5}$.

Методика определения стесненной усадки армированного керамзитобетона. Планируется провести испытание серии керамзитобетонных образцов из керамзитобетона класса LC20/22, армированных продольной арматурой класса S500 диаметром 12 мм.

Для серии предусматривается девять призмических образцов размерами $150 \times 150 \times 600$ мм, из них три образца предназначены для определения кратковременной призмической прочности керамзитобетона испытанием на осевое кратковременное сжатие согласно [4], три образца – для определения стесненной усадки армированного керамзитобетона и три образца – для определения свободной усадки керамзитобетона (контрольные образцы). Для определения кубиковой прочности предусмотрено изготовление трех образцов в виде кубов размерами $150 \times 150 \times 150$ мм.

Процесс подготовки к испытаниям образцов-призм состоит из следующих последовательных шагов.

1. Определение основных характеристик используемых материалов (песка, керамзита, цемента, арматурной стали).

2. Изготовление сварного каркаса, состоящий из продольной арматуры диаметром 12 мм класса S500 и поперечной арматуры диаметром 6 мм класса S240 (рис. 3).

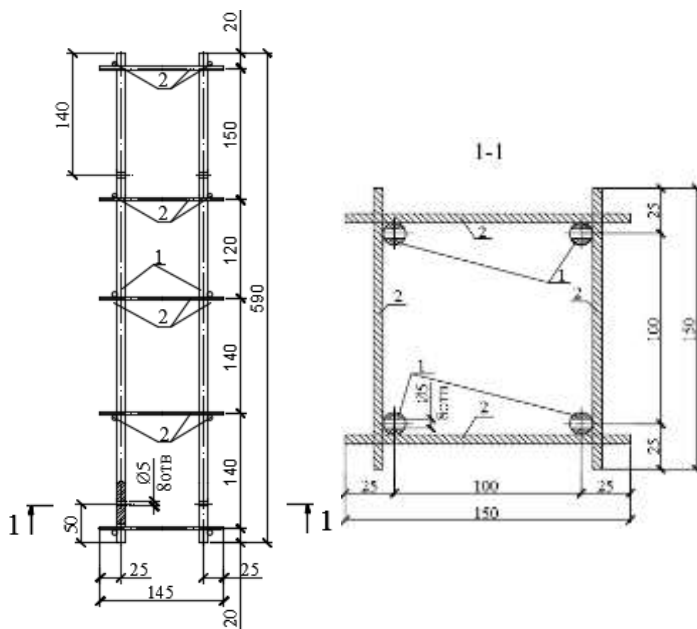


Рис. 3. Арматурный каркас для измерения стесненной усадки:
 1 – продольная арматура; 2 – поперечная арматура

3. Выполнение отверстий диаметром 5 мм по концам с двух сторон в продольной арматуре (рис. 4).

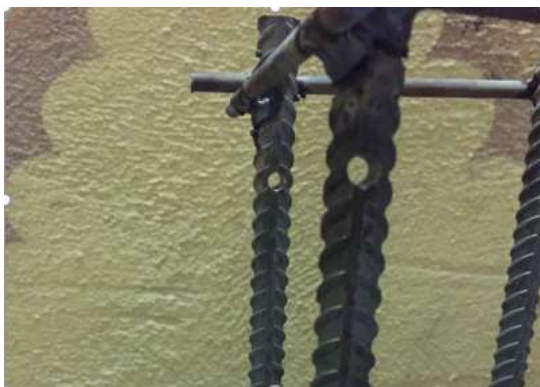


Рис. 4. Отверстия диаметром 5 мм в продольной арматуре

4. В отверстия, диаметром 5 мм, вставляются стальные переходные штуцеры высотой и диаметром нижнего основания 40 мм, их проектное положение фиксируется при помощи клея (рис. 5).



Рис. 5. Стальные переходные штуцеры в сварном каркасе

5. Полученный сварной каркас со стальными переходными штуцерами вставляется в стальные формы и обетонируется.

6. После набора прочности керамзитобетоном (не менее 28 сут) к опытному образцу приклеиваются стальные реперы в местах, где располагаются стальные переходные штуцеры, а также между стальными переходными штуцерами на каждой грани образца для измерения деформации бетона (приклеиваемая поверхность репера обезжиривается органическим растворителем).

7. Производится визуальный осмотр образцов, удаление наплывов бетона на поверхностях, взвешивание образца на весах с погрешностью 10 г, измерение фактических размеров образца с точностью до 1 мм. Данные записываются в журнал испытаний.

8. Определяются кратковременная призмная прочность и кубиковая прочность керамзитобетона согласно [3, 4].

9. Стержень базы диаметром 2,5 мм устанавливается в отверстия стальных реперов и закручивается винтами.

10. Стальные реперы соединяются между собой стержнями базы. Длина базы между стальными реперами составляет 400 мм.

11. Индикаторы часового типа устанавливаются в отверстия верхних стальных реперов. Показания индикаторов фиксируют деформации бетона и продольной арматуры.

12. Отсчеты показаний снимаются через сутки, затем на 3, 7, 14 сутки, а далее раз в 2 недели до конца испытаний в соответствии с [2]. Продолжительность наблюдения за деформациями стесненной усадки должна быть не менее 120 суток. Необходимо поддерживать нормальный температурно-влажностный режим окружающей среды при проведении испытаний (температуру 20 ± 2 °С и относительную влажность воздуха 60 ± 5 %).

Заключение. Начальные напряжения, возникающие вследствие усадки в керамзитобетоне, как правило, не учитываются при расчете армированных конструкций на прочность, хотя наличие данных напряжений может быть учтено применением коэффициента однородности [5, 12].

Предложенная методика экспериментального определения деформаций стесненной усадки армированного керамзитобетона позволит оценить особенности нарастания усадочных деформаций и разработать расчетные положения для их определения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бабич, Е. М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях / Е. М. Бабич. – Киев: Вища Школа, 1988. – 207 с.

2. Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести: ГОСТ 24544-81*. – Переиздание (ноябрь 1987 г.) с Изменением № 1 (введено в действие с 01.05.1985, утверждено 24.04.1985); введ. 01.01.1982. – Москва: Госстандарт, 1980. – 26 с.

3. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-2012. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 30 с.

4. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости, коэффициента Пуассона: ГОСТ 24452-80. – Переиздание (июль 1989 г.); Введ. 1982-01-01. – Москва: Издательство стандартов, 1985. – 16 с.

5. Бондаренко, В. М. Железобетонные и каменные конструкции / В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин. – Москва: Высшая школа, 1987. – 386 с.

6. Гасанов, А. Б. Повышение прочности при растяжении конструкционного керамзитобетона / А. Б. Гасанов, А. Г. Вандоловский // Науковий вісник будівництва. – 2015. – № 2. – С. 162–166.
7. Королев, Е. В. Особенности реологических свойств высокопрочных легких бетонов на полых микросферах / Е. В. Королев, А. С. Иноземцев // Вестник МГСУ. – 2015. – № 6. – С. 100–108.
8. 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.
9. 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.
10. Курятников, Ю. Ю. Вопросы разработки керамзитобетона для монолитного строительства / Ю. Ю. Курятников, Р. С. Кочетков // Вестник Тверского государственного технического университета. – 2019. – № 3 (3). – С. 15–20.
11. Максимова, И. Н. К вопросу о корреляции усадки и прочности бетонов / И. Н. Максимова и др. // Интернет-Вестник ВолгГАСУ. – 2015. – № 3. – С. 1–6.
12. Мурашев, В. И. Железобетонные конструкции. Общий курс / В. И. Мурашев, Э. Е. Сигалов, В. Н. Байков – Москва: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962. – 659 с.
13. Титов, М. Ю. Исследование железобетонных свай с использованием керамзитового гравия // М. Ю. Титов, Б. В. Бахолдин, П. И. Ястребов // Промышленное и гражданское строительство. – 2017. – № 1. – С. 24–28.
14. Al-Kamyani, Z. Predicting shrinkage induced curvature in plain and reinforced concrete / Z. Al-Kamyani, M. Guadagnini, K. Pila-koutas // Engineering Structures, Vol. 176, 2018 – Pp. 468–480.

АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ КАРНИЗНОГО УЗЛА ТРЕХШАРНИРНЫХ ДОЩАТЫХ ГНУТОКЛЕЕННЫХ РАМ

ОКОВИТЫЙ А. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Трехшарнирные гнутоклеенные рамы с гнутым участком в карнизном узле применяют при пролетах 15–36 м. Поперечное сечение – прямоугольное одинаковой ширины и переменной высоты. Полурамы склеивают запрессовыванием ламелей толщиной не более 33 мм, получаемых фрезерованием стандартных досок толщиной не более 40 мм (рис. 1). Гнутоклеенные рамы с позиции соблюдения принципа совпадения направления усилий и ориентации волокон являются наиболее рациональными по материалоемкости. Для возможности крепления ограждающих конструкций покрытия и стен в карнизном узле рам необходимо устройство конструктивных элементов, прикрепляемых к ригелю и стойке полурам.

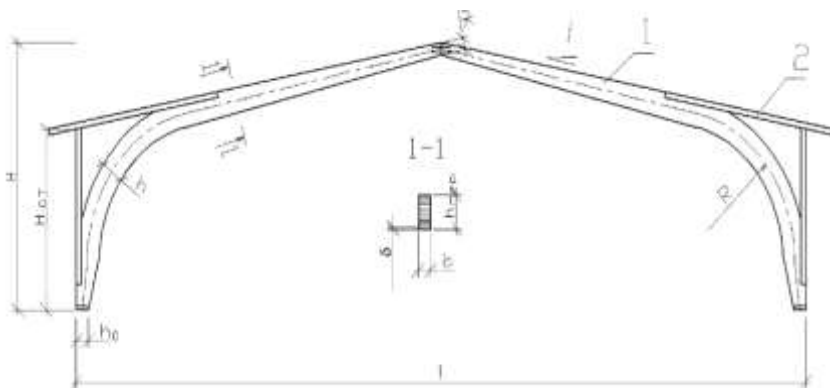


Рис. 1. Общий вид рамы:
1 – полурамы; 2 – конструктивные элементы
для крепления ограждения покрытия и стен

Существует несколько вариантов конструкций рам, отличающихся конструктивным решением карнизного узла.

В одном из вариантов изготавливают в заводских условиях гнутоклееные полурамы, к которым прикрепляют в карнизном узле болтами или шпильками парные деревянные накладки заподлицо с верхней гранью ригеля и стойки, которые сопрягаются между собой с помощью соединительного бруска (рис. 2, *a*). Имеются другие подобные равнозначные варианты формирования карнизного узла, например, с помощью примыкающих к ригелю и стойке в гнутой части полурамы брусков с креплением их к полураме и между собой с помощью винтов. В любом случае, полурама состоит из гнутоклееного целиком изготовленного клееного элемента и прикрепляемых к нему механическими связями элементов, как правило, из цельной неклееной древесины.

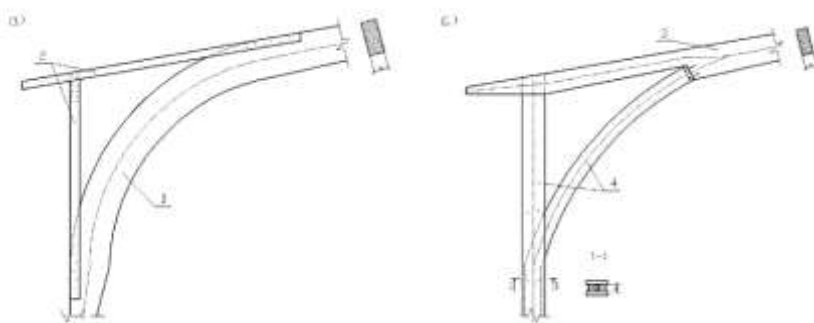


Рис. 2. Карнизный узел рамы:

a – гнутая клееная полурама с накладками; *б* – клееный прямолинейный ригель со стойкой и гнутым клееным подкосом:

1 – гнутоклееная полурама; 2 – накладки ригеля и стойки;

3 – клееный прямолинейный ригель; 4 – стойка с гнутым подкосом

Это рациональное конструктивное решение гнутоклееных рам, однако имеющее следующие недостатки:

– Радиус кривизны гнутой части полурам не превышает 4 м, в связи с чем при запрессовке гнутой ее части можно использовать только тонкие ламели толщиной 16, 19 мм (отношение радиуса выгиба к толщине ламели должно быть не менее 150), что увеличивает

материалоемкость рам. Оптимальной толщиной ламелей для гнuto-клееных элементов являются 33 мм.

– Гнутые полурамы для рационального распределения материала по их длине изготавливают в гнутой части в зоне максимальных нормальных напряжений постоянной высоты сечения, а прямолинейные ригель и стойку – переменной высоты. Запрессовка клееных элементов переменной высоты сечения намного сложнее и более трудоемка по сравнению с элементами постоянной высоты сечения.

– Вследствие ограничения габаритов полурам при транспортировке можно изготавливать в заводских условиях только низкие полурамы с высотой стойки не более 4 м, более высокие полурамы можно изготавливать из двух элементов с жестким сопряжением их с помощью монтажного стыка, что увеличивает трудоемкость высоких рам.

Чтобы не изготавливать целиком полурамы из тонких ламелей, имеются варианты, при которых у низких рам гнутая часть и короткая прямолинейная стойка изготавливают из тонких ламелей, а длинный прямолинейный ригель – из толстых, а у высоких рам только гнутую часть изготавливают из тонких ламелей. В этом случае уменьшается материалоемкость гнутых рам, но возникает необходимость стыкования по длине отдельных частей полурам на зубчатый шип, что, во-первых, увеличивает их трудоемкость, во-вторых, стыкование всего сечения на зубчатый шип снижает прочность последних.

Вариант рам в виде полурам с клееным прямолинейным ригелем и стойкой с клееным криволинейным подкосом (рис. 2, б) минимизирует недостатки рам из целиком склеенных гнутых рам. У такой рамы ригель прямолинейный, склеиваемый из толстых ламелей, может быть переменного по высоте сечения, а может быть постоянной высоты на участках от конька до подкоса и от подкоса до стойки, но с перепадом высоты сечения. В любом случае, прямолинейный клееный элемент из толстых ламелей менее трудо- и материалоемкий по сравнению с гнутым из тонких ламелей. Гнутый подкос с постоянной высотой сечения, стойка прямолинейная составная из цельной неклееной древесины.

Полурама состоит из двух отправочных марок: стойки с гнутым подкосом и ригеля, легко собираемых на стройплощадке.

Сопряжение стойки и ригеля осуществляется на болтах или шпильках. Укрупнительная сборка заключается в следующем: 1 – конец гнутого подкоса торцом упирается в площадку ригеля со стальной упорной пластинкой, содиненной с ригелем с помощью вклеенных стержней, и присоединяется болтами или шпильками с врезанной в подкос стальной прокладкой, приваренной к упорной пластинке; 2 – ригель болтами или шпильками крепится к деревянным накладкам стойки.

Достоинства таких рам:

– Ригель рамы прямолинейный, склеенных из толстых ламелей, имеет меньшую материал- и трудоемкость по сравнению с гнутыми полурамами из тонких ламелей.

– Гнутый подкос имеет постоянную высоту сечения.

– Полурама легко собирается из двух отправочных марок и нет ограничений по ее высоте из-за габаритов при транспортировке

Для одинаковых условий был выполнен расчет двух видов гнутых рам: 1-ый – с гнутоклееными полурамами и 2-ой – с прямолинейным ригелем и стойкой с гнутым подкосом. Сравнительный анализ показал, что объем деревянных элементов у этих рам примерно одинаков. Также примерно одинаков объем элементов из более дорогой по стоимости клееной древесины, удельный ее вес в общем объеме составляет 74–77 %. Однако, у рам 2-ого вида большую часть (70–72 % от общего объема клееной древесины) составляют клееные прямолинейные элементы из толстых ламелей, которые менее материал- и трудоемки по сравнению с гнутыми элементами из тонких ламелей.

Из анализа материал- и трудоемкости рассмотренных видов рам можно констатировать, что более предпочтительной является рама с прямолинейным клееным ригелем и стойкой с гнутым подкосом, которая при одинаковой материалоемкости по сравнению с гнутоклееной рамой более проста в изготовлении. Ригель, составляющий основной объем древесины, склеивается из толстых ламелей оптимальной толщины 33 мм. Рама собирается из двух отправочных марок, и высота рамы не ограничивается габаритными размерами при транспортировке.

**НОВОЕ В ПРОЕКТИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ (К ВОПРОСУ ПОСТРОЕНИЯ
СП 5.03.01-2020 «БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ»)**

ПЕЦОЛЬД Т. М.¹, ТУР В. В.², РАК Н. А.³

¹ГП «НИПТИС им. Атаева С. С.»

Минск, Беларусь

²УО «Брестский государственный технический университет»

Брест, Беларусь

³Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Рассмотрено основное содержание СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции». Данная статья начинает цикл публикаций, комментирующих новые положения и методы проверок предельных состояний, включенные в новый нормативный документ по проектированию конструкций из бетона и железобетона.

Краткая историческая справка. Начиная с 2003 года, с введением 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. При этом гармонизированные нормы проектирования наряду с методами расчета, регламентированными Еврокодом EN 1992-1-1:2004 [2], в [1] содержатся и другие методы расчета железобетонных конструкций, применение которых позволяет обеспечить надежность конструкций, установленную EN 1990:2002 для класса надежности RC2 [3].

Начиная с 2010 года общие проблемы перехода Республики Беларусь на европейские нормы проектирования строительных конструкций, в том числе проблемы методики преподавания, обсуждаются в рамках семинаров, симпозиумов и конференций. В научно-технических журналах, издаваемых в Республике Беларусь, опубликован ряд статей, касающихся этих вопросов.

При всех преимуществах и недостатках Еврокодов, они представляют собой систему взаимосвязанных документов, основанных на общей концепции надежности, изложенной в ISO 2394 и EN 1990, содержащих нормируемые значения вероятности отказа и индекса надежности. В связи этим в СНБ 5.03.01-02 [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]. Это с одной стороны обусловлено масштабами строительства в Республике Беларусь зданий и сооружений из железобетона. С другой стороны это обусловлено тем, что действующие отечественные нормы по проектированию железобетонных конструкций [1] были разработаны в 1998–2002 годах с максимальным учетом основных положений разрабатываемых одновременно редакций европейского стандарта EN 1992-1-1. Окончательный вариант европейского стандарта EN 1992-1-1:2004 [2] был принят в 2004 году уже после издания СНБ 5.03.01-02 и по некоторым положениям отличался от тех редакций, которые учитывались при его разработке. В дальнейшем (в 2004–2008 годах) большинство этих отличий были учтены при внесении в него изменений.

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).

Согласно п. 1 этого приказа с 1 января 2015 года проектирование монолитных конструкций на возведение зданий и сооружений следует выполнять по ТКП EN 1992 «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций», разработанному на основе европейского стандарта.

Кроме того, согласно п. 2. этого приказа с 1 июля 2015 года проектирование на возведение зданий и сооружений следует осуществлять по ТКП EN, разработанным на основе европейских стандартов (Еврокодов):

– ТКП EN 1990 «Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций»;

– ТКП EN 1991 «Еврокод 1. Воздействия на конструкции».

При этом согласно приказу с 1 июля 2015 года для вновь начинаемых объектов запрещается применение ряда действующих в настоящее время нормативных документов, в том числе СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия». Следует отметить, что 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.

К числу внешних усложняющих факторов следует отнести:

– непрерывность и незавершенность процесса создания евро-норм;

– неопределенность прогнозирования дальнейшего развития строительных норм в рамках МНТКС СНГ, ЕЭП, ЕврАЗЭС и т. д.;

– появление новых международных нормативных документов.

К числу внутренних усложняющих факторов относятся:

– многоступенчатость и отсутствие комплексности во внедрении европейских стандартов в Республике Беларусь;

– непоследовательность государственных органов при формировании структуры ТНПА в области строительства.

Следует отметить, что представленные выше перечни не исчерпывают полностью все реально имеющиеся усложняющие факторы. Кроме того, из сопоставления перечней неизбежно вытекает вывод о большой взаимосвязи внешних и внутренних факторов друг с другом.

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

Согласно информации CEN, начиная с 2013 года техническим комитетом TC 250 «Строительные Еврокоды» начата разработка проектов европейских стандартов второго поколения. Планировалось, что до конца 2018 года будут разработаны новые редакции уже существующих стандартов. Однако, реалии таковы, что второе поколение Еврокодов не будет введено и до 2025 года. В качестве основы для разработки Еврокода prEN1992 второго поколения для проектирования железобетонных конструкций предполагалось при-

нять *fib*Model Code 2010 [8], однако и эта декларация выполняется очень ограничено.

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

Как отмечалось ранее в статьях [10, 11] начиная с 2015 г. Министерством архитектуры и строительства было принято направление реорганизации системы ТНПА в направлении разделения ТНПА на документы обязательного применения, обеспечивающие выполнение требований технического регламента [12] и документы добровольного применения, обеспечивающие выполнение других требований, не содержащихся в указанном техническом регламенте.

В процессе этой реорганизации предлагалось, что все ТНПА (обычно в виде СНБ и ТКП) добровольного применения будут переработаны в различного рода методические рекомендации с последующей отменой этих СНБ и ТКП. При этом правовой статус «Методических рекомендаций» является неопределенным. В ныне действующей системе ТНПА таких документов не предусмотрено. Есть просто «Рекомендации», которые разрабатываются отдельными организациями, регистрируются на 5-летний период, применяются при сопровождении разработчика. По истечении 5 лет применения «Рекомендации» либо перерабатываются в ТКП, либо отменяются за ненадобностью. Таким образом, в существующей системе

«Рекомендации» являлись первым необходимым этапом разработки соответствующего ТКП, т. е. документом более низкого уровня.

В связи с этим в статьях [11, 2] было высказано опасение, что замена действующих ТНПА (в виде СНБ и ТКП) неопределенного статуса «Методическими рекомендациями» понизит статус документов, что неизбежно скажется на тщательности выполнения требований регламента [12].

В особенной степени это касается ТНПА, регламентирующих проектирование несущих конструкций зданий, реорганизация предлагаемого вида, фактически заключающаяся в понижении статуса этих ТНПА, категорически недопустима. Неукоснительное применение положений этих ТНПА непосредственно обеспечивает выполнение требований статьи 5 «Существенные требования безопасности» технического регламента [12], касающиеся механической прочности и устойчивости.

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.

Цель и задачи разработки СП 5.03.01-2020. Целью явилось реформирование Национального комплекса технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства с целью оптимизации технических нормативных правовых актов, содержащих нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций, взаимосвязанных с Техническим регламентом [12].

Задачей явилась установление правил проверок предельных состояний при проектировании бетонных и железобетонных конструкций для обеспечения требуемого уровня надежности со-

гласно СН 2.01.01-2019 «Основы проектирования строительных конструкций» [13] и гармонизированных с основными положениями ТКП EN 1992-1-1 [4, 5] по проектированию зданий и инженерных сооружений гражданского назначения 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), а также устанавливающего требования к несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности бетонных и железобетонных конструкций.

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).

Разработанный взамен СНБ 5.03.01-02 [1] и СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» СП 5.03.01-2020 устанавливает правила проверок предельных состояний несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности бетонных и железобетонных конструкций.

При разработке СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции» так же как и при разработке ранее СНБ 5.03.01-02 [1] разработчики руководствовались принципами преемственности и дополненности, 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 СНБ 5.03.01-02 [1]:

1. Распространение норм 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 СНБ 5.03.01-02.

3. Часть методов расчета конструкций по СНБ 5.03.01-02 были заменены методами, гармонизированными с требованиями ТКП EN 1992-1-1 и *fib Model Code 2010*.

Строительные правила СП 5.03.01-2020 включают следующие **новые** (по сравнению с СНБ 5.03.01-02) разделы и приложения:

Раздел 7. Характеристики сцепления;

Раздел 10. Проверка живучести конструктивных систем в особых расчётных ситуациях;

Раздел 12. Требования к проверкам предельных состояний при оценивании надежности существующих конструкций;

Приложение А (обязательное). Формат безопасности при выполнении нелинейного анализа;

Приложение Г (справочное). Таблицы для расчета сопротивления сечений, нормальных к продольной оси железобетонных элементов прямоугольного сечения;

Приложение Д (справочное). Особенности проектирования post-напряженных плоских плит;

Приложение Е (справочное). Правила трассировки напрягающих элементов;

Приложение Ж (справочное). Расчет вторичных эффектов post-напряжения при использовании эквивалентных нагрузок;

Приложение К (справочное). Особенности проектирования конструктивных систем из железобетона в особых расчётных ситуациях;

Приложение Л (справочное). Определение моментов инерции для сечений железобетонных элементов.

Краткая характеристика содержания документа. Ниже последовательно дана краткая характеристика содержания разделов и приложений. В характеристиках перечисленных выше новых разделов даны более подробные пояснения.

Раздел 1. Область применения

Настоящие строительные правила содержат основные положения по проектированию, в том числе методы проверки предельных состояний и правила конструирования бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций, применяемых в промышленном и гражданском строительстве при возведении зданий, инженерных сооружений и мостов, изготавливаемых из бетонов со средней плотностью от 1000 до 2600 кг/м³, эксплуатирующихся при воздействии температур не выше 100 °С и не ниже минус 40 °С.

Настоящие строительные правила не распространяются на проектирование конструкций, изготавливаемых из легкого бетона со средней плотностью менее 1000 кг/м³, ячеистого и поризованного

бетонов, бетонополимеров и полимербетонов, бетонов на известковых, шлаковых и смешанных вяжущих, на гипсовом и специальных вяжущих, бетонов на специальных и органических заполнителях, бетонов крупнопористой структуры, фибробетонов, получаемых с применением различных видов фибры из полимерных, минеральных и стальных волокон.

Настоящие строительные правила не распространяются на проектирование конструкций, армированных гладкой стержневой рабочей арматурой, устанавливаемой по расчету.

В отличие от СНБ 5.03.01 и СНиП 2.03.01 настоящие строительные правила допускается применять при проектировании бетонных и железобетонных конструкций, применяемых в транспортном, гидротехническом и других отраслях строительства, при наличии указаний в соответствующих технических нормативных правовых актах (далее – ТНПА).

Раздел 2. Нормативные ссылки

В этом разделе приведен список ТНПА, на которые даны ссылки, включая строительные нормы (СН), технические кодексы установившейся практики (ТКП и ТКП EN) и стандарты (СТБ, СТБ EN, СТБ ISO, ГОСТ).

Раздел 3. Термины и определения и обозначения

В этом разделе приведены термины и определения, относящихся к области применения СП, а также обозначения геометрических, физических и относительных параметров, используемых в проектировании в настоящем СП.

Раздел 4. Основы проектирования

В этом разделе приведены основные требования к проектированию конструкций, включая расчетные ситуации, воздействия, предельные состояния конструкций, значения частных коэффициентов, применяемых в расчетных моделях сопротивления для проверки предельных состояний.

Раздел 5. Статический анализ конструкций

В этом разделе дано описание случаев нагружения и сочетаний воздействий, учета эффектов второго порядка, учета геометрических несовершенств, идеализации конструкций, методов статического анализа и расчетных моделей сопротивлений, а также основных требований по проектированию конструкций из бетона с напрягаемой арматурой.

Раздел 6. Материалы и критерии обеспечения долговечности

В этом разделе приведены требования к бетону, включая классы бетона по прочности на сжатие, соответствующие им характеристические и расчетные значения прочности, упругие деформации бетона, ползучесть и усадка бетона, диаграммы деформирования бетона при одноосном напряженном состоянии и диаграммы деформирования (состояния) для железобетонного элемента с диагональными (наклонными) трещинами.

Далее в этом разделе приведены требования к арматуре, включая свойства арматуры, арматуру для предварительно напряженных конструкций (напрягающие элементы), напрягающие элементы в оболочках и системы предварительного напряжения.

Рассмотрены вопросы обеспечения долговечности и защитного слоя для арматуры, включая условия окружающей среды, требования к долговечности и методах ее проверки.

Раздел 7. Характеристики сцепления

В данном разделе представлены аналитические описания диаграмм «напряжения-перемещения» для контактов арматурного стержня и окружающего бетона, значения параметрических точек диаграмм. Диаграммы сцепления по контакту применяют при разработке как блочных моделей сопротивления железобетонных элементов, так и при выполнении расчетов с использованием конечно-элементных моделей. Приведены зависимости, позволяющие выполнять проверку сопротивления срезу стыковых соединений сборно-монолитных конструкций.

Раздел 8. Проектирование по предельным состояниям несущей способности (ULS) при статических и квазистатических воздействиях

В начале раздела приведены правила проверки предельных состояний несущей способности при действии изгибающих моментов и продольных сил с использованием деформационной расчетной модели сопротивления для сечений (общий случай), с использованием параболически-линейной диаграммы деформирования бетона, с использованием модели сопротивления сечения, основанной на прямоугольной эпюре напряжений, а также рассмотрены особенности проверки предельных состояний несущей способности предварительно-напряженных элементов (упрощенная модель).

Описаны правила учет влияния продольного изгиба при проверке предельных состояний несущей способности сжатых элементов.

Затем рассмотрены правила проверки предельных состояний несущей способности железобетонных элементов при действии поперечных сил для элементов без поперечного армирования и железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил на основе стержневой модели, а также общий метод расчета железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.

В разделе содержатся правила проверки предельных состояний несущей способности железобетонных элементов при действии крутящих моментов, включая расчет на основе модели пространственного сечения и расчет на основе модели пространственной фермы.

Описаны правила проверки предельных состояний несущей способности железобетонных элементов при действии местных нагрузок включая проверку сопротивления железобетонных элементов при местном сжатии (смятии), при местном растяжении (отрыве), проверке сопротивления железобетонных элементов при продавливании (местном срезе) по методам критического периметра и критической трещины.

Завершается раздел изложением правил проверки сопротивления конструкций, подверженных воздействию многократно повторяющихся нагрузок, сопротивления слабоармированных конструкций, конструкций из легкого бетона, сборных и сборно-монолитных конструкций, включая проверку сопротивления закладных изделий, сварных соединений арматуры и закладных изделий, стыков элементов сборных конструкций.

Раздел 9. Проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS)

В разделе содержатся правила проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности, включая ограничение ширины раскрытия трещин, ограничение напряжений и расчет железобетонных конструкций по деформациям.

Раздел 10. Проверка живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях

В данном разделе рассмотрены основные правила проектирования модифицированных конструктивных систем в особых расчетных ситуациях. Данные правила расширены и детализированы в

Приложении К настоящего документа. Рассмотрены основные трагедии и меры по контролю рисков, направленные на предотвращение непропорционального обрушения модифицированной конструктивной системы при реализации особых событий и связанных с ними угроз.

Раздел 11. Требования к конструированию

В начале раздела содержатся правила конструирования бетонных конструкции и железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой, ограничения по площади сечения арматуры, минимальные размеры поперечного сечения, размещение арматуры в сечении, анкеровку продольной арматуры (предельные напряжения сцепления, базовая и расчетные длины анкеровки), соединение стержней арматуры и арматурных изделий без сварки (внахлест), сварные соединения арматуры и закладных изделий.

Далее содержатся правила конструирования предварительно напряженных железобетонных конструкций, включая размещение напрягаемой арматуры в сечении, анкеровку напрягаемой арматуры и анкеровку напрягающих элементов, натягиваемых на упоры.

Раздел завершается правилами конструирования монолитных и сборных плит, сжатых элементов, фундаментов, а также правилами конструирования армирования (размещение продольной арматуры, поперечное армирование, армирование коротких консолей, стен, армирование сжатых элементов поперечными сетками, рекомендуемые диаметры арматурных стержней, требование по анкеровке стержней арматуры арматурных изделий).

Раздел 12. Требования к проверкам предельных состояний при оценивании существующих конструкций

В раздел включены базовые требования и правила проверок предельных состояний при оценивании существующих конструкций в соответствии с требованиями ISO13822. При этом показано, что фактические показатели надежности существующей конструктивной системы могут быть оценены с использованием существующих форматов безопасности: (1) формат частных коэффициентов или глобального сопротивления; (2) вероятностного формата; (3) анализа рисков. Приведены методы калибровки модифицированной системы коэффициентов глобального сопротивления, применяемой при проверках предельных состояний существующих конструкций.

Приложение А (обязательное). Формат безопасности при выполнении нелинейного анализа

В Приложении содержатся правила проверок предельных состояний конструкций с применением нелинейных расчетов. Приведены методы калибровок коэффициентов глобального сопротивления.

Приложение Б (обязательное). Расчет параметров ползучести и усадки бетона

Приведены правила расчета параметров ползучести и усадки бетона

Приложение В (обязательное). Минимальные классы бетона по прочности на сжатие для обеспечения долговечности конструкции

Приведены правила назначения минимальных классов бетона по прочности на сжатие.

Приложение Г (справочное). Таблицы для расчета сопротивления сечений, нормальных к продольной оси железобетонных элементов прямоугольного сечения

Приведены таблицы, предназначенные для определения параметров для расчета сопротивления сечений железобетонных элементов прямоугольного сечения при использовании параболически-линейной диаграммы деформирования бетона

Приложение Д (справочное). Особенности проектирования пост-напряженных плоских плит

Рассмотрены правила проектирования наиболее часто применяемого класса конструкций пост-напряженных плоских плит. Содержатся требования по назначению расчетных сочетаний нагрузок, правила проверок предельных состояний. Приведены правила компоновки конструктивной системы с пост-напряженными плоскими плитами, определения эффектов воздействий с применением МКЭ и упрощенный метод, правила трассировки напрягающих элементов и вычисления эквивалентных нагрузок.

Приложение Е (справочное). Правила трассировки напрягающих элементов

Детально изложены правила трассировки напрягающих элементов для различных конструктивных решений плитных и балочных элементов.

Приложение Ж (справочное). Методы расчета вторичных эффектов пост-напряжения при использовании эквивалентных нагрузок

Приведены правила расчета вторичных эффектов от пост-напряжения для статически неопределимых конструктивных систем при использовании метода эквивалентных нагрузок.

Приложение К (справочное). Особенности проектирования конструктивных систем из железобетона в особых расчетных ситуациях

Раздел содержит классификацию конструктивных систем по последствиям наступления прогрессирующего разрушения, рекомендуемые сочетания воздействий и эффектов воздействий, методы проверок живучести модифицированной конструктивной системы.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

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. Рак, Н. А. Актуальные задачи нормирования при переходе на проектирование железобетонных конструкций по европейским стандартам / Н. А. Рак // Инновации в бетоноведении, строительном производстве и подготовке инженерных кадров. Сборник статей Международной научно-технической конференции. В 2 ч. Часть 2 / БНТУ. – Минск: БНТУ, 2016. – С. 224–230.

11. Рак, Н. А. Проектирование конструкций из бетона: еврокоды и национальные нормы / Н. А. Рак, В. В. Тур, Т. М. Пецольд // «Лейтовские чтения-150» Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям / Сборник докладов Международной научно-практической конференции. – Москва: МГСУ, 2018. – С. 367–377.

12. Технический регламент Республики Беларусь «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность» (ТР 2009/013/ВУ). – Минск: Госстандарт РБ, 2012. – 26 с.

УДК 624.012.4

ОБ ОПРЕДЕЛЕНИИ РАСЧЕТНОЙ ПРОЧНОСТИ ЛЕГКОГО БЕТОНА ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

РАК Н. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Действующий в настоящее время в Республике Беларусь СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1] распространяется на проектирование конструкций, изготавливаемых из тяжелого, напрягающего и мелкозернистого бетонов средней плотности не менее 2000 и не более 2800 кг/м³.

Разработанные взамен него строительные правила СП 5.03.01.02-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции» [2] распространяются на проектирование конструкций, изготавливаемых из бетонов со средней плотностью от 1000 до 2600 кг/м³.

В связи с этим при разработке СП [2] был проведен анализ посвященных проектированию конструкций из легких бетонов разделов действующего в Беларуси ТКП EN 1992-1-1-2009* [3], действующего в Российской Федерации СП 63.13330.2018 [4], а также проекта Еврокода нового поколения prEN 1992-1-1:2018 (D3) [5].

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009 [3] национальному приложению к нему при определении расчетной прочности легкого бетона на сжатие значение коэффициента α_{cc} , учитывающего влияние на прочность длительных эффектов и неблагоприятного способа приложения нагрузки, рекомендуется принимать равным 0,85. Для бетона нормального веса рекомендуется значение этого коэффициента принимать равным 1. Таким образом, при одинаковой характеристической прочности на сжатие расчетная прочность легкого бетона на 15 % ниже, чем для бетона нормального веса.

Согласно СП 63.13330.2018 [4] при определении расчетной прочности легкого бетона на сжатие значение коэффициента γ_{b1} , (аналога коэффициента α_{cc}) принимается одинаковым $\gamma_{b1} = 0,9$ для легкого бетона и бетона нормального веса.

Расчетная прочность бетона нормального веса при расчете по [3] на 4 % ниже, чем по [4], что обусловлено различными значениями частных коэффициентов по бетону ($\gamma_c = 1,5$ для [3] и $\gamma_b = 1,3$ для [4]). В тоже время для легкого бетона расчетная прочность легкого бетона по [3] меньше на 18 % чем по [4].

Столь значительное снижение расчетной прочности легкого бетона по сравнению с бетоном нормального веса резко отражается на эффективности применения легких бетонов при изготовлении несущих конструкций зданий и сооружений, запроектированных по действующему ТКП [3].

Следует отметить, что в стандарте на изготовление и проектирование конструкций из ячеистых бетонов [6] значение коэффициента α , учитывающего влияние на прочность длительных эффектов и неблагоприятного способа приложения нагрузки, рекомендуется принимать равным 0,85. При этом значение коэффициента не зависит от средней плотности ячеистого бетона в сухом состоянии (изменяется от 300 до 1000 кг/м³).

В проекте Еврокода нового поколения [5] рабочей группой CEN/TC250 была предпринята попытка связать значение коэффициента k_{ltc} со значением средней плотности легкого бетона в сухом

состоянии. К сожалению, в проекте отсутствует обоснование приведенным формулам и получаемые по ним результаты вызывают определенные сомнения.

При разработке СП5.03.01.02-2020 [2] принято решение значение коэффициент k_{lrc} (аналог коэффициента α_{cc} по [3]) для конструкций из легкого бетона связать с его средней плотностью ρ (в кг/м^3), выполняя два граничных условия. Согласно первому условию для класса по плотности D1.2 (диапазон изменения плотности от 1001 до 1200 кг/м^3) значение коэффициента k_{lrc} должно быть около 0,85. Согласно второму условию для легкого бетона средней плотности 2200 кг/м^3 значение коэффициента k_{lrc} должно быть равно 1,0.

Этим условиям отвечает следующая зависимость:

$$k_{lrc} = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^{0,25} \leq 1,0,$$

где ρ (в кг/м^3) верхнее значение диапазона плотности.

Получаемые по этой зависимости значения коэффициента k_{lrc} для легких бетонов различных классов по плотности, а также отношение этих значений к принятому в ТКП [3] значению этого коэффициента, равному 0,85 приведены в табл.

Таблица

Характеристики	Класс по плотности				
	D1.2	D1.4	D1.6	D1.8	D2.0
Диапазон плотности, кг/м^3	1001–1200	1201–1400	1401–1600	1601–1800	1801–2000
k_{lrc}	0,859	0,893	0,923	0,951	0,976
$k_{lrc}/0,85$	1,010	1,050	1,086	1,119	1,148

Использование в разработанном СП предложенной зависимости для определения коэффициента k_{lrc} позволило значительно (на 9–15 %) повысить расчетную прочность легкого бетона классов по плотности D1.6, D1.8 и D2.0, создало предпосылки для повышения эффективности применения несущих конструкций зданий и сооружений из легких бетонов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНБ 5.03.01–02. Бетонные и железобетонные конструкции. – 2003. – 139 с.
2. СП 5.03.01.02-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. – 2020. – 245 с.
3. ТКП ЕН 1992-1-1-2009* Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, МАиС РБ, 2015. – 207 с.
4. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – Москва, Минстрой России, 2019. – 123 с.
5. prEN 1992-1-1:2018 (D3) Eurocode 2: Design of concrete structures part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures. – CEN/TC250, 2018 – 293 p.

УДК 624.04

ОСОБЕННОСТИ КОЛЕБАНИЙ И УСТОЙЧИВОСТИ ГИБКИХ НЕЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМЫХ СИСТЕМ

СИДОРОВИЧ Е. М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Необозримое множество самых разнообразных по назначению и конструкции плоских и пространственных вантовых, висячих, арочных, комбинированных и иных систем возможно и необходимо рассчитывать с учетом присущих им нелинейных эффектов. Современные компьютеры и существующее программное обеспечение, в основном, позволяют делать это.

Успешный анализ любой нелинейно деформируемой системы предъявляет следующие основные требования к её расчётной модели: параметры одной из конфигураций расчётной модели деформируемой системы должна быть полностью определены; статические, геометрические и физические уравнения в этой исходной (актуальной) конфигурации должны удовлетворяться тождественно; и это исходное состояние равновесия должно быть устойчивым. При вы-

полнении указанных требований под нелинейным деформированием понимается плавный, медленный, квазистатический (без перекоков) переход деформируемой системы из исходного состояния равновесия в новое, близкое или далёкое, расчётное (текущее) состояние равновесия. Такой переход может быть вызван изменением параметров системы, дополнительными нагрузками и другими воздействиями. При этом расчёт систем с геометрически изменяемыми, но преимущественно растянутыми, устойчивыми конфигурациями ничем не отличается от расчета типовых систем, исходные конфигурации которых являются геометрически неизменяемыми.

Если для расчётных моделей несущих систем с геометрически неизменяемыми конфигурациями назначение параметров исходных состояний затруднений не вызывает, то для систем изменяемого типа со многими степенями свободы: вантовых, висячих, комбинированных, – назначение точных параметров исходных конфигураций порой представляет определенные трудности. Простейшим примером подобной системы может служить тяжёлая растяжимая провисающая шарнирно-стержневая цепь из звеньев заданной длины с дополнительными узловыми грузами, которую необходимо закрепить, допустим, на разновысоких опорах. Можно привести множество подобных примеров, требующих специальных приемов решения, особенно в области пространственных вантовых систем. В то же время аналогичные задачи при задании в качестве исходных данных горизонтальных проекций их элементов решаются сравнительно просто.

Статический анализ геометрически нелинейной системы изменяемого типа. В качестве примера, рассмотрим трёхпролётный анкерный участок воздушной линии электропередачи.

Физико-механические параметры провода:

- масса 1 метра провода, кг/м..... $m = 0,492$;
- сечение провода, мм²..... $A = 141,000$;
- диаметр провода, мм $d = 15,200$;
- модуль упругости провода, МПа $E = 84\,500,000$;
- тяжение фазы в исходном режиме, Н..... $T = 10\,000,000$;
- толщина стенки гололеда, мм $t = 20,000$;
- гололедная нагрузка, Н/м $p = 27,000$;
- масса гирлянды изоляторов, кг $M = 50,000$.

Геометрические размеры пролетов:

- количество пролётов $n = 3$;
- длина пролёта, м $L = 260,000$;
- высота подвеса проводов на опорах, м $h = 10,100$;
- длина гирлянды изоляторов, м $a = 1,500$.

Таким образом, расчёту подлежит трёхпролётная гибкая нить на промежуточных опорах-подвесках. Модуль упругости материала, площадь поперечного сечения и сила натяжения провода в исходном состоянии заданы. Длина заготовки провода неизвестна.

Согласно теории гибких пологих нитей [1, 2] на основании известного неполного кубического уравнения:

$$T^3 - NT^2 = \frac{D\omega}{2L},$$

где

$$D = \frac{(mg)^2 L^3}{12}, \quad \omega = EA$$

можно найти силу N предварительного натяжения условно невесомого провода-струны на пролёте длиной L при заданном тяжении T :

$$N = T - \frac{D\omega}{2LT^2} = 2182 \text{ Н.}$$

А затем и длину заготовки провода L_0 на один пролёт:

$$L_0 = \frac{L}{1 + N/\omega} = 259,953 \text{ м.}$$

Стрела провисания f пологого провода в исходном состоянии под действием собственного веса и заданного тяжения (распора) при заданных значениях длин пролётов:

$$f = \frac{mgL^2}{8T} = \frac{0,492 \cdot 9,81 \cdot 260^2}{8 \cdot 10\,000} = 4,078 \text{ м.}$$

Длина S натянутого до тяжения T провисающего под действием собственного веса провода в одном пролёте вычисляется приближённо как длина пологой параболической кривой:

$$S = L + \frac{8f^2}{3L} = 260,171 \text{ м.}$$

Проведённые вычисления показали, что применительно к полугибким нитям их длины заготовок и длины кривых провисания в деформированном состоянии практически не отличаются от длин их пролётов. И это позволило нам применить к данной задаче теорию гибких пологих нитей. Но в других многоэлементных пространственных системах элементы, длина которых почти не изменяется, в процессе деформирования перемещаются в пространстве, и проблема заключается в автоматическом поиске (или задании) координат узлов, к которым элементы примыкают.

Для создания конечно-элементной расчётной модели разбиваем длину провисающего провода в одном пролёте на 20 равных частей и вычисляем узловую силу F от собственного веса в этом исходном состоянии:

$$F = \frac{L_0 mg}{20} = \frac{259,952 \cdot 0,492 \cdot 9,81}{20} = 62,77 \text{ Н.}$$

Итоговая расчётная модель трёхпролётного провода представляет собой шарнирно-стержневую цепь с 20-ю звеньями в каждом пролёте, нагруженную в исходном состоянии в каждом узле вертикальной силой F . Каждая гирлянда изоляторов моделируется трехзвенной шарнирно-стержневой цепью при длине звена в 0,5 м с узловой силой (вес одного звена модели гирлянды)

$$F_1 = \frac{Mg}{3} = \frac{50 \cdot 9,81}{3} = 163,5 \text{ Н.}$$

Определение координат узлов провисающего провода проведём автоматически на основе следующей процедуры нелинейного расчёта со сменой состояний равновесия и расчётных схем. Поступим следующим образом. Введем вспомогательное состояние предварительного натяжения: прямолинейная невесомая трёхпролётная струна, закреплённая на двух концевых анкерных опорах и двух промежуточных подвижных, растянута осевой силой N и разделена в растянутом состоянии на 60 звеньев одинаковой длины. Назначить координаты всех узлов и усилия в каждом звене такой вспомогательной системы не представляет труда. Система находится в устойчивом состоянии равновесия со всеми известными параметрами. Затем это вспомогательное состояние догружается в каждом

узле вертикальными силами F от веса провода и рассчитывается на это воздействие при заданном натяжении как нелинейно деформируемая система. В результате определяются координаты, вообще говоря, неравномерно отстоящих по горизонтальной проекции провисающих узлов и неодинаковые усилия в звеньях, длина которых в деформированном провисающем состоянии, строго говоря, также неодинакова. Критерием точности такого расчёта является факт, что две подвижные опоры не должны сместиться по горизонтали, узлы в серединах пролётов должны получить вертикальные перемещения, равные f , а горизонтальная проекция усилия в каждом звене должна равняться тяжению провода T .

И, наконец, трёхпролётный провисающий провод объединяется с вертикальными растянутыми гирляндами (их геометрия и усилия также легко вычисляемы) в единую систему. То есть изменяется расчётная схема: удаляются вертикальные опорные связи двух промежуточных опор, их заменяют вертикальные гирлянды. В итоге получено состояние равновесия с полностью и точно определёнными геометрическими и силовыми параметрами. Это состояние равновесия можно рассматривать как исходное, готовое к расчёту на другие воздействия.

На рис. 1 показано деформированное состояние данной трёхпролётной системы при максимальной гололёдной и ветровой нагрузках. На рис. 2 деформированное состояние в чрезвычайной ситуации при обрыве анкера.

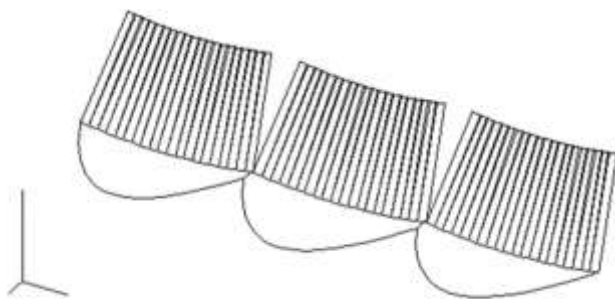


Рис. 1. Пространственная схема деформаций и эпюра усилий при максимальном ветре и гололёде

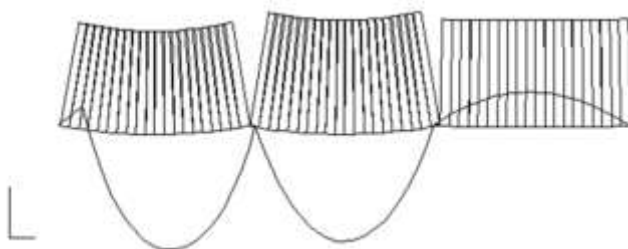


Рис. 2. Характер деформаций и эпюра усилий при гололёде в двух пролётах и обрыве анкера. Провода удерживаются гирляндами изоляторов

При этом в деформированных расчётных состояниях, отвечающих каждому виду воздействий, определены усилия в каждом звене системы, перемещения всех узлов и, тем самым, точное положение каждого узла.

Уместно отметить следующую особенность расчёта нелинейно деформируемых систем, которую следует учитывать, если применяемые нормы проектирования предполагают разделение нагрузок и воздействий, допустим, на нормативные и расчётные. При этом следует учитывать, что от принятой геометрии и напряжённого состояния исходной (актуальной) конфигурации рассчитываемой нелинейно деформируемой системы зависят её перемещения и приращения усилий. То есть конфигурация и напряжённое состояние системы в расчётном состоянии равновесия.

Следовательно, определение геометрии исходного (актуального) состояния равновесия должен вестись с применением нормативных нагрузок. Расчёт же на переход из исходного состояния равновесия в любое другое расчётное (текущее) состояние равновесия должен выполняться дважды: на нормативную нагрузку и на расчётную нагрузку. Первый вариант расчёта позволит оценить жёсткость системы и получить геометрию расчётного состояния и его нормативное напряжённое состояние. Полученное на этом этапе расчёта состояние равновесия может быть использовано как очередное исходное для продолжения деформирования. Второй вариант расчёта позволяет получить завышенные перемещения и расчётные (экстремальные) значения внутренних сил и реакций системы для оценки её прочности.

Анализ динамических свойств нелинейно деформируемой системы изменяемого типа. В любом устойчивом деформированном состоянии равновесия нелинейно деформируемой системы, рассматриваемом как исходное состояние равновесия, могут быть исследованы динамические характеристики соответствующей конфигурации этой системы. Другими словами, может быть проведён анализ собственных частот и собственных форм малых колебаний деформированной системы относительно её рассматриваемой деформированной конфигурации.

Так рассматриваемый трёхпролётный участок воздушной линии электропередачи в деформированном состоянии, обусловленном только собственным весом, имеет 74 собственные частоты в диапазоне от 0 до 3 Герц:

$$f_1 = 0,252 \text{ Гц}; \dots\dots\dots f_{74} = 2,905 \text{ Гц}.$$

Собственные колебания провисающего трёхпролётного провода являются пространственными. Низшие формы колебаний маятниковые. Некоторые из них показаны на рис. 3. Колебания по 22-й собственной форме происходят преимущественно в вертикальной плоскости (рис. 4). Вертикальные колебания по 65-й собственной форме локализованы в центральном пролёте (рис. 5). Следует отметить, что собственные колебания по старшим частотам, как правило, происходят в пространстве и не предсказуемы по форме

В деформированном состоянии при гололёде без ветра в том же диапазоне находятся уже 122 собственные частоты:

$$f_1 = 0,184 \text{ Гц}; \dots\dots\dots f_{122} = 2,487 \text{ Гц}.$$

Соответствующие собственные формы при этом являются самыми разнообразными: пространственными маятниковыми, плоско вертикальными, плоско горизонтальными, локализованными в одном из трёх пролётов, локализованными в двух пролётах и т. п.

Одна из целей данной работы состоит в том, чтобы выяснить, может ли растянутая система в виде провода воздушной линии электропередачи стать динамически неустойчивой при следящей ветровой нагрузке (скорость ветра постоянна).

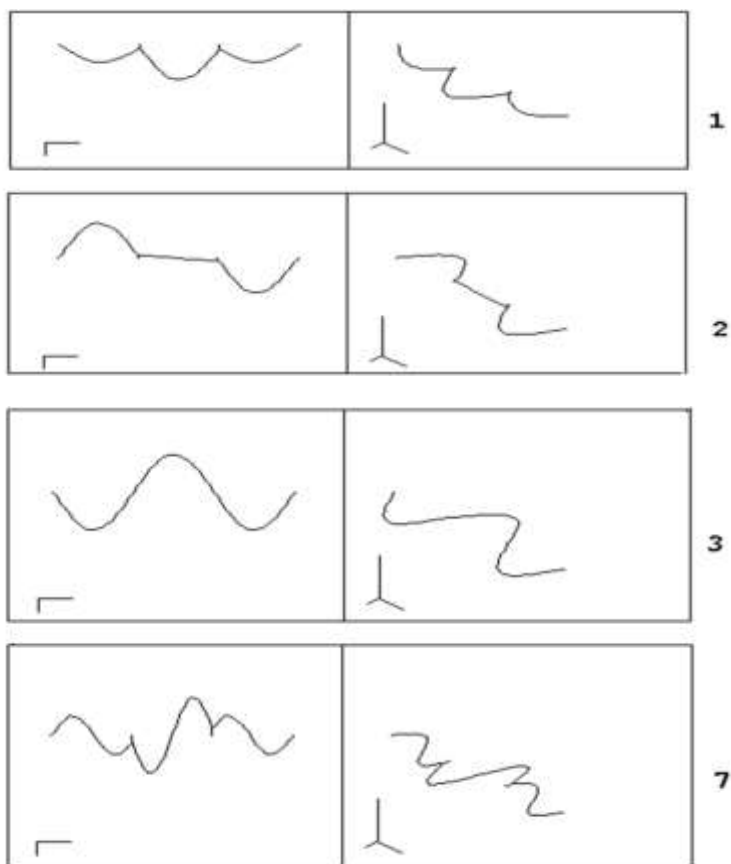


Рис. 3. Маятниковые формы колебаний провода:
1, 2, 7 – номера собственных форм

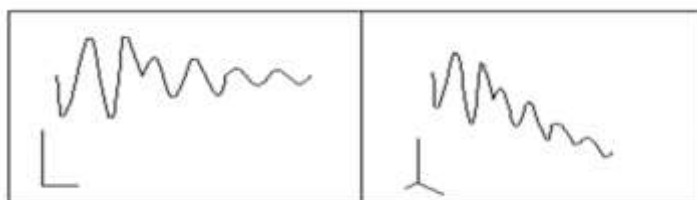


Рис. 4. Колебания в вертикальной плоскости

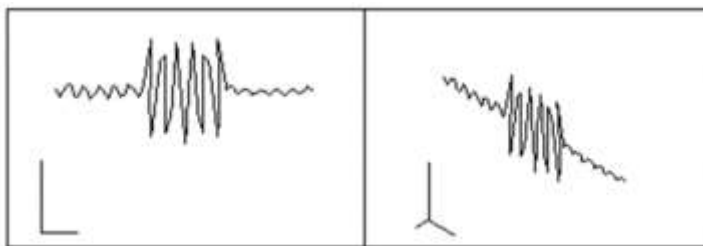


Рис. 5. Локализация вертикальных колебаний в центральном пролёте

В зависимости от ветрового района и высоты над уровнем земли интенсивность распределённой ветровой нагрузки на провод, покрытый гололёдом, может достигать значений порядка 50 Н/м. Угол между направлением ветра и осью линии электропередачи обычно принимают равным 90° . В проведённых исследованиях этот угол был сохранён. Дополнительно были рассмотрены ещё два направления: под углом 45° к оси линии электропередачи и под углом приблизительно $26,6^\circ$ (уклон – 1/2). Ветровая нагрузка при деформациях провода предполагалась всегда нормальной к пространственной линии провисания (перпендикулярной к оси каждого звена и лежащей в плоскости «направление ветра – ось звена») провода под действием сил тяжести (с учётом гололёда) и ветра. Исследование устойчивости [2] текущих состояний равновесия при квазистатическом росте ветровой нагрузки велось без учёта диссипативных сил.

Для всех рассмотренных направлений ветра при разных интенсивностях ветровой нагрузки была обнаружена возможность флаттерной неустойчивости рассматриваемой неконсервативной системы в основном на старших частотах. В табл. 1–3 для принятой модели приведены значения интенсивности следящей ветровой нагрузки и номера динамически неустойчивых (со «сблизившимися» частотами) собственных форм колебаний.

В процессе численных экспериментов было установлено, что по мере увеличения ветрового напора одна или несколько пар собственных частот (характеристических показателей) сближались по значениям и переходили в комплексную область. Затем возвращались в действительную и снова переходили в комплексную. Зоны динамической неустойчивости системы (с комплексными собственными значениями) в пространстве параметров состояния оказались

достаточно узкими и расположенными непредсказуемо. При углах отклонения направления ветра от оси линии электропередачи в 26,6° и 45° сооружение оказалось более чувствительным к ветровому возбуждению, чем при угле в 90°.

Таблица 1

**Зоны динамической неустойчивости
трёхпролётного участка воздушной линии электропередачи
при угле отклонения ветра 90°**

w (Н/м)	k	Номера форм колебаний	w (Н/м)	k	Номера форм колебаний
0,5	2	126–127	20,5	2	40–41
1,5	2	99–100	21,5	2	40–41
2,5	2	98–99	38,0	2	15–16
3,5	2	98–99	38,5	2	15–16
5,5	2	94–95	39,0	2	15–16
11,5	2	118–119	40,0	2	72–73
16,5	2	40–41	41,0	2	15–16

Примечания:

w – интенсивность ветровой нагрузки;

k – количество сблизившихся собственных форм.

Таблица 2

**Зоны динамической неустойчивости
трёхпролётного участка воздушной линии электропередачи
при угле отклонения ветра 45°**

w (Н/м)	k	Номера форм колебаний	w (Н/м)	k	Номера форм колебаний
2,0	4	98–99, 126–127	8,5	2	84–85
2,5	2	96–97	9,0	2	98–99
3,0	2	84–85	9,5	2	28–29
3,5	2	78–79	10,5	2	28–29
4,0	2	90–91	11,0	2	28–29
4,5	2	106–107	11,5	2	28–29
6,5	2	119–120	12,0	2	28–29
7,5	2	84–85	12,5	2	28–29
8,0	6	66–67, 8–79, 84–85	13,0	4	28–29, 118–119

Примечания:

w – интенсивность ветровой нагрузки;

k – количество сблизившихся собственных форм.

Зоны динамической неустойчивости
трёхпролётного участка воздушной линии электропередачи
при угле отклонения ветра 26,6°

w (Н/м)	k	Номера форм колебаний	w (Н/м)	k	Номера форм колебаний
0,010	2	99–100	0,180	2	126–127
0,028	2	99–100	0,208	2	126–127
0,032	2	99–100	0,212	2	126–127
0,036	2	99–100	0,236	2	126–127
0,052	2	99–100	0,264	2	126–127
0,132	2	126–127	0,268	2	126–127
0,150	2	126–127	0,312	2	126–127

Примечания:

w – интенсивность ветровой нагрузки;

k – количество сближившихся собственных форм.

Проведённые исследования показали, что на условия возникновения аэроупругих колебаний в гибких системах оказывает влияние не столько скорость ветра, сколько суммарное ветровое давление. Оно зависит и от скорости ветра, и от миделева сечения обдуваемых ветром элементов, особенно покрытых гололёдом. Суммарная масса элементов и гололёдных отложений, тяжение проводов с учётом температуры воздуха на момент возникновения аэроупругих колебаний также имеют существенное значение.

Слабая ветровая нагрузка почти не влияет на значения собственных частот и собственные формы. Максимальная ветровая нагрузка изменяет геометрию и напряжённое состояние провода, что приводит к существенному изменению значений собственных частот и собственных форм и перераспределению их расположения в общем спектре.

В данной работе под следящей ветровой нагрузкой понимается ее средняя, статическая составляющая. Пульсационная, или динамическая составляющая ветровой нагрузки в работе не рассматривается. Следовательно, к динамической неустойчивости, обусловленной аэродинамическим взаимодействием установившегося ветрового потока и гибкого сооружения, в реальных условиях может добавиться динамическая неустойчивость вследствие резонансных явлений, обусловленных динамической составляющей ветровой

нагрузки. К сожалению, методика практического исследования указанных явлений далека от совершенства, и даже современные проектно-вычислительные комплексы дают только удовлетворительное, с практической точки зрения, решение данной проблемы.

Двухпараметрическая устойчивость нелинейно деформируемых арок. Исследование нелинейного деформирования сквозных двухшарнирных арок кругового очертания и бесшарнирных параболических арок постоянного коробчатого сечения показало, что при нагрузках, близких к критическим, арки становятся достаточно податливыми, гибкими. Более того, арочное сооружение, прочное и устойчивое при полной нагрузке, может потерять устойчивость при односторонней разгрузке (рис. 6). Полагая, что нагрузки на левом и правом полупролётах арки изменяются независимо и пропорционально соответствующим параметрам p_1 и p_2 , проведём многократные расчёты арки как нелинейно деформируемой системы при разных отношениях p_1 / p_2 .

Нелинейный расчёт будем вести, увеличивая нагрузку, до достижения нагрузкой критического значения. В арочных системах критическое равновесие отвечает достижению предельной точки на кривой деформирования, т. е. соответствует исчерпанию аркой несущей способности. Откладывая предельные точки в двумерном пространстве параметров p_1 и p_2 , можно построить пограничную кривую, разделяющую области устойчивых и неустойчивых состояний равновесия нелинейно деформируемой системы (рис. 6).

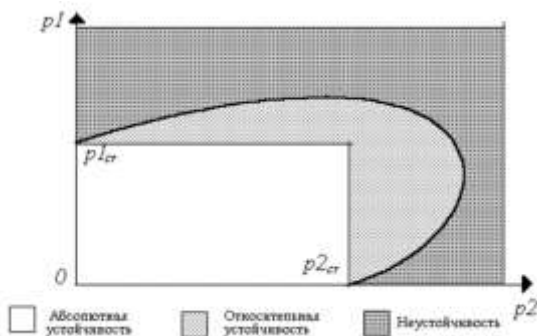


Рис. 6. Двухпараметрическое нагружение арки

Как и следовало ожидать, пограничная кривая является выпуклой. Но в форме эллипса с большой полуосью в первом квадранте. Именно поэтому на плоскости параметров p_1 и p_2 можно выделить три области: область неустойчивости, область относительной устойчивости и область абсолютной устойчивости (рис. 6).

Если нагрузка, отвечающая конкретным значениям параметров p_1 и p_2 , попадает в область относительной устойчивости, то уменьшение такой нагрузки при сохранении отношения p_1 / p_2 неизменным не повлияет на устойчивость арки. Если отношение параметров p_1 / p_2 , установленное при росте нагрузки, будет изменено, то при уменьшении нагрузки с изменённым отношением p_1 / p_2 может произойти потеря устойчивости. Другими словами, арка, устойчивая при полной нагрузке, может потерять устойчивость при разгрузке одного из полупролётов.

Выводы:

1. Нелинейный расчёт по деформированному состоянию позволяет проводить статический и динамический анализ несущих систем изменяемого типа.

2. Растянутый шарнирно прикреплённый стержень как основной несущий элемент вантовых и тросовых конструкций способен сопротивляться не только осевым, но и поперечным воздействиям.

3. Следящая ветровая нагрузка при постоянной скорости способна вызвать динамическую, флаттерную неустойчивость тросовых и других гибких конструкций.

4. Арочные системы, прочные и устойчивые при полной нагрузке, способны потерять устойчивость при частичной разгрузке.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сидорович, Е. М. К расчёту гибких нитей на упругих опорах / Е. М. Сидорович // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1965. – № 6. – С. 53–56.

2. Сидорович, Е. М. Нелинейное деформирование, статическая и динамическая устойчивость пространственных стержневых систем / Е. М. Сидорович. – Мн.: БГПА, 1999. – 200 с.

**МОДЕЛИРОВАНИЕ МАГНИТНОГО СОСТОЯНИЯ
ПРОТЯЖЕННОГО ОБЪЕКТА МЕТОДОМ
ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ИНТЕГРАЛЬНЫХ УРАВНЕНИЙ**

СТРЕЛЮХИН А. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

При решении ряда задач магнитного метода неразрушающего контроля необходимо знать, как распределение индукции и намагниченности внутри контролируемого изделия, так и топографию магнитного поля на его поверхности. Сложность описания процессов намагничивания ферромагнетиков объясняется нелинейным изменением их основных параметров (намагниченность, индукция, проницаемость) с изменением внешнего магнитного поля и явлением гистерезиса, что полностью исключает возможность аналитического решения задачи и требует применения численных методов решения.

В работе предложен численный метод расчета распределения намагниченности и индукции внутри и напряженности магнитного поля на поверхности протяженного ферромагнитного изделия, находящегося в постоянном неоднородном поле проходного соленоида, с учетом нелинейной зависимости магнитной восприимчивости материала от внешнего магнитного поля.

В качестве математического аппарата расчета использовался метод пространственных интегральных уравнений [1]. Это обусловлено тем, что при его применении нет необходимости задавать граничные условия (в отличие от метода конечных элементов, сеток или граничных интегральных уравнений). Полученное при таком подходе решение автоматически удовлетворяет граничным условиям. Кроме того, в расчет достаточно просто вводятся магнитные характеристики материала с использованием аппроксимирующих выражений.

Идея метода пространственных интегральных уравнений заключается в использовании интегрального выражения для напряженно-

сти магнитного поля через намагниченность M элементов магнитной системы

$$\vec{H}^M(Q) = -\text{grad}_Q U(Q) \quad (1)$$

$$U(Q) = -\frac{1}{4\pi} \int_{V_M} \frac{\text{div} \vec{M}(N)}{|r_{NQ}|} dV_N + \frac{1}{4\pi} \int_{S_M} \frac{M_n(N)}{|r_{NQ}|} dS_N, \quad (2)$$

где V_M , S_M – соответственно объем намагниченного вещества (элемента) и площадь его поверхности;

Q – точка наблюдения; N – точка источника (точка, определяющая координаты центра сечения элемента разбиения);

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

\vec{H}^M – поле ферромагнетика; \vec{M} – намагниченность материала.

Для описания основной кривой намагничивания использовались аппроксимирующие выражения, описанные в работе [2].

Расчет проводился на основе дискретной математической модели ферромагнетика с кусочно-постоянной аппроксимацией вектора намагниченности по элементам объема. В качестве итерационного метода использовался метод простой итерации (точность итерационного процесса, необходимого для прекращения расчета намагниченности в образце, задавалась равной 0,01 %).

С целью проверки правильности разработанной модели проведен расчет распределения аксиальной и радиальной составляющих суммарного поля соленоида и намагниченного полого ферромагнитного цилиндра с различными размерами, магнитными характеристиками материала и при различных величинах постоянного тока через соленоид. Сравнение результатов расчета по разработанной методике и экспериментальных данных показало хорошее совпадение, что подтверждает правомочность предложенной модели расчета.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Курбатов П. А., Аринчин С. А. Численный расчет электромагнитных полей. М., Энергоатомиздат, 1984, – 168 с.

2. Матюк В. Ф., Осипов А. А. Математическая модель намагничивания ферромагнетиков // Доклады НАН Беларуси. – 2004. – Т. 48. – № 5. – С. 43–45.

**ОЦЕНИВАНИЕ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ
СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ
ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ, ВКЛЮЧЕННЫХ
В РАЗЛИЧНЫЕ НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

ТУР В. В., ДЕРЕЧЕННИК С. С., ВОРОБЕЙ А. П.

Брестский государственный технический университет
Брест, Беларусь

В статье представлены результаты оценок на фоне опытных данных расчетных моделей сопротивления, включенные в действующие и разрабатываемые нормы проектирования железобетонных конструкций.

Введение. Как показано в [10], применение Еврокодов позволяет выработать общее понимание проблемы проектирования и обеспечивает, с одной стороны, разработку гармонизированных проектных стратегий для стран Европы, а с другой – открывает широкие возможности для международного сотрудничества.

С притоком нового поколения инженеров в странах объединенной Европы и с учетом того, что в подавляющем большинстве стран национальные стандарты не получают дальнейшего развития (прекращено как финансирование разработок нормативных документов национального уровня, так и исследований, выполняемых для целей нормализации), в проектной практике Европы для Еврокодов практически не остается альтернативы. Но здесь, как ни странно, отсутствие альтернативы при широкой гармонизации создает серьезные проблемы. Так, согласно действовавшей стратегии в европейском нормировании – второе поколение Еврокодов (ЕС–G2) должно было введено в 2020 году. Для новых норм по железобетону такую основу составляет кодекс-образец *fib Model Code 2010*. Однако, несмотря на подготовленную довольно обширную версию *fib MC 2010*, разработанную взамен MC 90, новые нормы по проектированию железобетонных и предварительно напряженных конструкций (prEN 1992-1-1) так и не были приняты и внедрены в 2020 году. Судя по докладу председателя рабочей группы

TG4/TC250 по EC2 A. Muttoni, сделанному в ноябре 2019 года на 26th – Concrete Days (Чехия), введение этих норм может не состояться и к 2024 году.

Одним из наиболее дискуссионных вопросов из-за которого, по существу, не достигнут консенсус среди научного сообщества, по-прежнему остается проблема среза, включая и местный срез (продавливание). Так, по данным [11] только по результатам применения EN1992 (EC2) было собрано 1168 замечаний и комментариев, относящихся к моделям сопротивления срезу. При этом, до настоящего времени тематическая группа TG4/TC250 не может остановить свой выбор на одном из рассматриваемых вариантов модели сопротивления срезу и соответственно местному срезу.

Расчетные модели сопротивления срезу элементов без поперечного армирования. Для анализа были приняты следующие расчетные модели сопротивления срезу элементов без поперечного армирования (табл. 1):

1. Модель, принятая в ТКП EN 1992-1-1 с учетом Национального дополнения составленного к этому документу;

2. Модель *fib* Model Code 2010 (для двух уровней аппроксимации LoA I и LoA II), рекомендованная для внесения в проект нового EC2, основанная на положениях модифицированной теории полей сжатия (MCFT) и теории критической трещины среза (CSCT). По существу, данная модель в значительной степени стремится приблизиться к пониманию физического феномена среза;

3. Полуэмпирическая модель, внесенная в проект prEN 1992, основанная на применении положений теории критической трещины среза (CSCT).

Еще не так давно на конференциях и семинарах различного уровня проходили страстные дебаты, в рамках которых рассматривали следующие вопросы: например, какая модель сопротивления при изгибе, срезе, продавливании является адекватной, позволяет в лучшей степени описать физическое поведение конструкции под нагрузкой, рассчитать ширину раскрытия трещины и т. д.

Таблица 1

Расчетные модели сопротивления срезу балочных элементов без поперечного армирования, внесенные в различные нормативные документы

Название норм	Расчетные зависимости	Примечание
ТКП EN 1992-1-1:2009 [1]	$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$ <p>но не менее $V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$ $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ при $0,5 \cdot d \leq a_v < 2 \cdot d$ значение V_{Ed} уменьшают на коэффициент $\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d}$ $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd},$</p>	$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c};$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0;$ $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$ $v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right).$
fib Model Code 2010 (LoA I) [5]	$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w, \quad k_v = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot z},$ <p>при $d \leq a_v < 2 \cdot d$ значение V_{Ed} уменьшают на коэффициент $\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d}$</p>	—
fib Model Code 2010 (LoA II) [5]	$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w,$ $k_v = \frac{0,40}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z},$ $\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \left(\frac{1}{2} \mp \frac{\Delta e}{z} \right) \right)$ <p>при $d \leq a_v < 2 \cdot d$ значение V_{Ed} уменьшают на коэффициент $\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d}$</p>	$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75$
prEN 1992-1-1:2018 [6]	$\tau_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}}{b_w \cdot d} = \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \geq \tau_{Rd,c,\min},$ <p>Где $\tau_{Rd,c,\min} = \frac{10}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}},$ при $d \leq a_{cs} < 2 \cdot d$ значение V_{Ed} уменьшают на коэффициент $\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d}$</p>	$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40$ <p>при $f_{ck} \leq 60 \text{ МПа};$ $d_{dg} = 16 + D_{lower} \cdot (60 / f_{ck})^2 \leq 40$ при $f_{ck} > 60 \text{ МПа};$ $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d};$ При $a_{cs} \leq 4d$ где $a_{cs} = M_{Ed} / V_{Ed} \geq d$</p>

Как правило, в процессе дискуссии в качестве аргумента приводят результаты верификации предлагаемой модели на фоне опытных данных, получаемых как в собственных исследованиях, так и различными исследователями.

Коротко поясним это на примере зависимостей для расчета сопротивления срезу элементов без поперечного армирования, внесенных в *fib* MC2010 [5] и prEN 1992-1-1 [6] (см. табл. 1). Структура зависимостей такова, что в них учтена одна базисная переменная $\sqrt[3]{f_{ck}}$ или $\sqrt{f_{ck}}$, выражающая характеристическую прочность бетона при срезе, а переход к расчетным значениям выполняется путем деления полученных характеристических значений сопротивления срезу на частный коэффициент $\gamma_c = 1,5$. В этой ситуации следует говорить о том, что в идеале отношение $V_{theo} / V_{test} \cong 1$ в положении, соответствующем 5 %-ой квантили распределения отношений теоретического и опытного сопротивления, а не в коей мере, *не среднему значению* (как это принято в подавляющем большинстве работ). Очевидно, что в данном случае среднее значение должно быть *a priori* более высоким, чем 1.

Следует иметь в виду, что определение положения 5 % квантили из отношения расчетных и опытных значений также связано с определенными проблемами. В первую очередь точность оценивания обусловлена обоснованным выбором функции распределения вероятностей по полученной эмпирической выборке. Как правило, получают резко несимметричные распределения, для которых ещё требуется соответствующим образом вычислить требуемую квантиль. В этих случаях весьма полезным может быть применение метода порядковых статистик [2], что и было использовано в нашем анализе.

При этом, несмотря на различные методы получения расчетных зависимостей, внесенных в действующий ТКП EN 1992 и проект prEN1992, последние довольно схожи как по форме записи, так и перечню базисных переменных, входящих в эти модели. Главным отличием следует считать то, что в модели prEN1992 предпринята

попытка учета масштабного фактора (через отношение $\frac{d_{dg}}{d}$).

При этом, в prEN 1992-1-1, изменено значение коэффициента $C_{Rd,c}$ и предложена другая форма записи $\tau_{Rdc,min}$.

Некоторые проблемы, связанные с оцениванием точности расчетных моделей среза. Модели, применяемые для проверок предельных состояний среза, включенные в нормы проектирования, по-прежнему имеют эмпирический или полуэмпирический характер. Они базируются на различных типах испытаний, выполненных при различных условиях (в частности, калибровки эмпирических коэффициентов $C_{Rd,c}$).

При этом, следует иметь ввиду, что используемые для статического оценивания результаты испытаний, содержащиеся в т. н. банках данных не всегда однородны и представляют полные наборы входных характеристик, необходимых для выполнения расчетов с применением теоретических моделей. Так, например, в настоящее время собраны обширные банки данных, содержащие результаты испытаний сопротивления срезу железобетонных балок. При этом, в основном собраны результаты испытаний балок прямоугольного сечения малой высоты (до 600 мм), испытанные сосредоточенными силами, приложенными в пролете (только, около 8 % всех данных, относящихся к испытанию на срез, составляют балки, испытанные равномерно-распределенной нагрузкой). Для исключения разрушения по сечениям, нормальным к продольной оси элемента (в зоне чистого изгиба) большинство балок имели, как правило, нереально высокие для практики значения коэффициента продольного армирования ρ_l .

Безусловно, методические подходы, принятые при испытаниях, не в полной мере моделируют физическое поведение элемента при срезе (плоское напряженно-деформированное состояние).

Другая, даже более серьезная озабоченность, связана с получением эмпирических моделей сопротивления срезу на фоне наборов результатов испытаний. При этом, следует иметь ввиду, что большинство результатов испытаний, включенных в банки данных, получены на образцах, которые не являются репрезентативными для реальных конструкций, применяемых в инженерной практике, поведение которых они должны описывать.

Характерным примером являются зависимости для расчета сопротивления срезу высоких элементов без поперечного армирования, включенные в действующие нормы EN1992 [1] и предлагаемые для внесения в новое поколение норм в рамках т. н. «немецкого» подхода для проверок сопротивления продавливанию, что ранее рассматривалось в наших работах [10].

Очевидно, что предложенная зависимость действительно может быть более всего пригодна для проверок предельных состояний несущей способности при локальном срезе (продавливании) сплошных плит, которые по практическим и экономическим причинам не имеют поперечного армирования.

Вместе с тем, балки без поперечного армирования фактически запрещены к применению на практике. В балочных элементах, подвергнутых действию изгибающих моментов и поперечных сил по требованию норм [1, 5–6] должно быть установлено минимальное количество поперечной арматуры, даже в случае, когда выполняется условие $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$.

Как отмечается в [10], чувствительность плит к локальным дефектам и повреждениям (например, каверны, неуплотненные места и т. д.) значительно более низкая, чем у балок. Кроме того, испытания балок практически всегда выполняют сосредоточенными силами, приложенными в непосредственной близости к опоре (как правило, пролет среза a/d составляет от 2,0 до 6,0). При такой схеме испытаний максимальная поперечная сила совпадает с максимальным моментом, а, фактически – в плитах на опорах действует максимальная поперечная сила V_{Ed} , которая уменьшается до нуля в сечении с максимальным изгибающим моментом M_{Ed} при действии равномерно-распределенной нагрузки.

База данных, содержащая результаты испытаний балочных элементов без поперечного армирования. Оценивание надежности расчетных моделей среза проводили по собственной базе экспериментальных данных, в которую включены 377 балок без поперечного армирования с широким диапазоном основных исследуемых параметров.

Экспериментальная база данных была составлена на основе результатов лабораторных исследований, подробно описанных в статье [8].

Диапазоны варьирования основных параметров анализируемых балочных элементов представлены в табл. 2 и 3.

Все балки, включенные в базу данных (см. табл. 2 и 3) имеют прямоугольную форму поперечного сечения, однопролетные и свободно опертые, испытаны одной или двумя сосредоточенными силами, приложенными в пролете или равномерно распределенной нагрузкой.

Таблица 2

Параметры балочных элементов, испытанных сосредоточенными силами в пролете

Автор	Кол-во образцов	b , мм	d , мм	ρ , %	f_{cm} , МПа	a/d	V_{exp} , кН
Morrow, Viest (1957)	12	305	363–375	1,24–3,83	14,7–45,7	2,76–7,86	88,96–177,9
Kim, Park (1994)	16	170–300	142–915	1,01–4,68	53,7	3–4,5	39,34–332,1
Collins, Kuchma (1999)	21	169–300	110–925	0,5–1,03	36–99	2,5–3,07	40–249
Kani, Huggins, Wiltkopp (1979)	32	155	135–1097	0,5–2,84	17,7–34,5	2,5–7	24,5–165,1
Johnson, Ramirez (1998)	1	305	610	2,49	55,8	3,1	191,3
Elzanaty, Nilson, Slate (1986)	11	177,8	273	1–2,5	20,6–79,2	4–6	44,81–78,53
Mphonde, Frantz (1984)	12	152	298	2,32–3,36	22,4–101,8	2,5–3,6	64,6–117,9
Islam, Pam, Kwan (1998)	10	150	205	2,02–3,22	26,6–83,3	2,9–3,94	45,5–96,9
Ahmad, Khaloo, Poveda (1986)	14	127	184–208	1,77–6,64	60,8–67	2,7–4	44,48–75,63
Yoon, Cook, Mitchell (1996)	3	375	655	2,8	36–87	3,23	249–327
Ahmad, Park, El-Dash (1995)	4	102–127	178–215,9	1,04–2,07	40,3–89,1	3–3,7	19,79–43,39
Bazant, Kazemi (1991)	18	38,1	40,6–165,1	1,65	46,8	3	2,95–10,14

Окончание табл. 2

Автор	Кол-во образцов	b , мм	d , мм	ρ_l , %	f_{cm} , МПа	a/d	V_{exp} , кН
Thorentfeldt, Drangsholt (1990)	16	150–300	207–442	1,82–3,23	54–97,7	3–4	56,16–280,7
Cladera (2002)	4	200	359	2,24	49,9–87	3,01	99,69–117,9
Adebar, Collins (1996)	6	290–360	178–278	1–3,04	46,2–58,9	2,88–4,49	74,3–128
Xie, Ahmad, Yu, Nino, Chung (1994)	2	127	215,9	2,07	37,7–98,9	3	36,68–45,72
Salandra, Ahmad (1989)	4	101,6	171,4	1,45	52,1–69,1	2,59–3,63	20,02–29,8
Kulkarni, Shah (1998)	3	102	152	1,37	41,9–45	3,5–5	19,52–24,24
Gonzalez-Fonteboa (2002)	4	200	306	2,87–2,93	39,65–46,77	3,28	83,88–100,5
Hou, Chen, Xu (2015)	3	120	146	3,25	48,85	2,06–4,11	29,15–94,16
Moody, Viest, Elstner, Hognestad (1954)	21	152–178	262–533	1,62–4,25	17,3–36,7	1,52–3,41	51,2–436,1
Mathey, Watstein (1963)	16	203	403	0,75–3,05	21,9–27	1,51	180–313
Kani (1967)	17	154	132–1097	2,58–2,84	24,8–31,5	1–2,5	51,4–585,6
Papadakis (1996)	8	140	200	0,8–1,2	25	1,5–2,5	42,6–103,8
Leonhardt, Walther (1961-1962)	8	190	274	2,04	30	1–5,83	60,3–388,3
Van Den Berg (1962)	30	229	359	4,53	19,1–50,3	2,76–4,88	99,2–177,9
Cao	3	300	1845–1925	0,36–1,52	27–34	2,9	224–402
Niwa	3	300–600	1000–2000	0,14–0,28	25,4–28	2,98	227–804
Quach	1	250	3840	0,66	43,2	3,13	342,3
Sherwood	2	300	1400	0,83	39	2,90	242–265

Параметры балочных элементов,
испытанные равномерно распределенной нагрузкой

Автор	Кол-во образцов	b , мм	d , мм	ρ_i , %	f_{cm} , МПа	L , мм	V_{exp} , кН
Krefeld, Thurston (1966)	51	152,4– 254	239,8– 482,6	1,31– 4,28	11,2– 37,2	1829– 4877	48,7– 636,5
Shioya (1989)	8	158– 1500	200– 3000	0,4	21,2– 28,5	2161 – 32805	36,1– 1927,5
Brown, Bayrak (2006)	1	203	406	3,07	26,9	2439	336,7
Stanik, Bentz, Collins (2007)	3	113–300	230–617	0,76– 1,15	31,3– 35,8	1007 – 5815	64,1– 255,5
Smith (1970)	3	150	200	2,01	28– 36,2	2452– 3664	50,5– 59
de Cossio, Seiss (1960)	6	152	252– 276	1,01– 1,35	19,2– 41,2	1674– 2795	59,9 – 135

Методика и результаты оценивания. Оценивание подвергали случайные выборки, составленные из отношений V_{theo} / V_{test} , полученных с использованием моделей, приведенных в табл. 1. Учитывая то обстоятельство, что сопротивление срезу зависит, главным образом, от вариации прочности бетона при сжатии $\sqrt{f_{ck}}$, проверяли декларированные разработчиками требования, в соответствии с которым 5 %-квантиль распределения отношения V_{theo} / V_{test} должна быть близка к единице. При этом, на первом этапе для выборок $N = 35$ результатов устанавливали подходящую функцию распределения вероятности с использованием теста Колмогорова–Смирнова, а затем для выбранного распределения вычисляли значение 5 %-квантиля статистического распределения отношения V_{theo} / V_{test} . Дополнительно, 5 %-квантиль статистического распределения V_{theo} / V_{test} вычисляли с использованием метода порядковых статистик, подробно изложенного в работах [2, 4].

Метод порядковых статистик позволяет вычислить квантиль заданного порядка не только без необходимости определения функции распределения плотности вероятности, но и для заданной обеспеченности ($\gamma = 0,5; 0,75; 0,9$).

Результаты расчетов 5 %-квантилей как с применением полученных эмпирических распределений, так и по методу порядковых статистик приведены в табл. 4.

Таблица 4

Результаты расчетов 5 %-квантили распределения отношения сопротивлений срезу V_{theo} / V_{test} по различным моделям

Расчетная модель	Значение 5%-квантили распределения отношения V_{theo}/V_{exp}				
	По эмпирическому распределению		По методу порядковых статистик		
	Функция	Значение	$\gamma = 0,5$	$\gamma = 0,75$	$\gamma = 0,9$
Балочные элементы, нагруженные распределенной нагрузкой при $L/d < 10,0$					
Model Code 2010 (LoA I)	G	0,146	0,143	0,135	0,122
Model Code 2010 (LoA II)	LN	0,338	0,325	0,307	0,276
prEN 1992-1-1	N	0,353	0,354	0,334	0,301
EN 1992-1-1	N	0,208	0,205	0,194	0,174
Балочные элементы, нагруженные распределенной нагрузкой при $L/d \geq 10,0$					
Model Code 2010 (LoA I)	LN	0,248	0,299	0,283	0,256
Model Code 2010 (LoA II)	G	0,659	0,701	0,673	0,625
prEN 1992-1-1	LN	0,824	0,838	0,834	0,826
EN 1992-1-1	G	0,501	0,563	0,546	0,517
Балочные элементы, нагруженные сосредоточенной нагрузкой при $a/d < 2,0$					
Model Code 2010 (LoA I)	G	0,144	0,144	0,142	0,139
Model Code 2010 (LoA II)	G	0,350	0,339	0,334	0,325
prEN 1992-1-1	N	0,375	0,381	0,371	0,353
EN 1992-1-1	N	0,307	0,303	0,299	0,293
Балочные элементы, нагруженные сосредоточенной нагрузкой при $a/d \geq 2,0$					
Model Code 2010 (LoA I)	LN	0,323	0,381	0,313	0,255
Model Code 2010 (LoA II)	N	0,560	0,673	0,650	0,639
prEN 1992-1-1	N	0,628	0,749	0,689	0,622
EN 1992-1-1	LN	0,614	0,711	0,686	0,653

Примечание: LN – логнормальное распределение; N – нормальное распределение; G – распределение Гумбеля.

Как видно из результатов расчетов, приведенных в табл. 4 для различных случаев нагружения опытных балок, включая нагруженные равномерно распределенной нагрузкой гибких и жестких балок ($L/d < 10$) практически ни одна из проанализированных моделей не дает в 5 %-квантили ожидаемого значения отношения $V_{theo} / V_{test} \approx 1,0$, что было декларировано в работе [9]. Наиболее близкие к единице значения отношения V_{theo} / V_{test} дает расчетная модель prEN 1992-1-1 для гибких балок ($L/d \geq 10$), нагруженных равномерно-распределенной нагрузкой (0,824 – при эмпирического N -распределения и 0,826 при оценивании по методу порядковых статистик $\gamma = 90$). Если опираться на полученные результаты можно сделать вывод о том, что практически все проанализированные модели дают довольно существенные запасы (в частности балки при малых пролетах среза $a/d < 2,0$ и жестких балок $L/d < 10$ сопротивление срезу занижается до 7 раз!). Возникает закономерный вопрос: чем это можно объяснить? Является полученный результат случайным или эмпирические коэффициенты в моделях специально подобраны таким образом? Эти вопросы требуют дополнительного анализа с учетом обозначенных ранее погрешностей, связанных с оцениванием, начиная с формирования достоверных выборок опытных данных.

Вместе с тем, некоторые предварительные замечания могут быть сделаны. Согласно prEN1992 модель сопротивления срезу имеет вид:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \geq \tau_{Rdc,min}, \quad (1)$$

Коэффициент γ_c (частный коэффициент для бетона) применяется для перехода от характеристического значения сопротивления срезу $\tau_{Rk,c} = f(f_{ck})$ к его расчетному значению $\tau_{Rd,c}$. Следует отметить, что при выводе зависимости (1), авторами [9] был получен коэффициент равный 0,87. Если предположить, что переход к расчетному значению сопротивления $\tau_{Rd,c}$ эквивалентен применению в расчетной модели (1) расчетной прочности бетона (f_{ck} / γ_c), то характеристическое значение сопротивления срезу должно соответствовать 5 %-квантили.

Оценку надежности расчетных моделей сопротивления срезу производили по выборкам экспериментальных данных, которые имеют одинаковые параметры с варьируемыми значениями f_{cm} . Далее оценивается выборка из экспериментальных данных с близкими значениями f_{cm} (выделенные экспериментальные значения напряжения среза на рис. 1). По методу порядковых статистик определяется значение напряжения среза соответствующая 5 %-квантили с заданной обеспеченностью. Экспериментальные значения напряжения среза в 5 %-квантили сопоставляются с функцией зависимости $\tau_{Rc,theo} = f(f_{ck})$ исследуемой расчетной модели (см. рис. 1). Модель сопротивления срезу будет считаться условно точной с назначенным уровнем неопределенности, если отношение $\tau_{Rc,theo} / \tau_{Rc,exp,5\%-кв.} \approx 1,0$. В противном случае, модель корректируют изменением значения коэффициента до тех пор, пока модель не будет соответствовать принятому критерию.

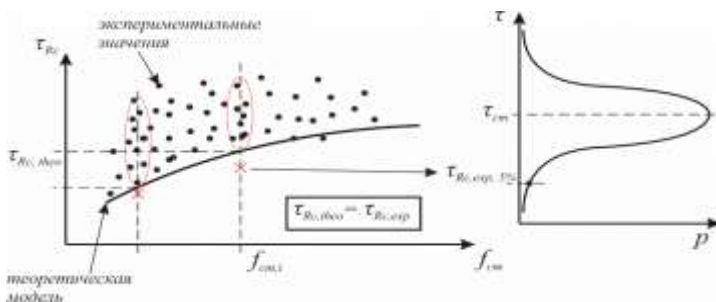


Рис. 1. Оценка надежности модели сопротивления срезу

Сложность данного метода заключается в трудности подбора экспериментальных данных с одинаковыми параметрами и варьируемыми значениями f_{cm} . На рис. 2–4 представлены графики оценки моделей сопротивления срезу, представленные в ТКП EN 1992-1-1:2009, prEN 1992-1-1:2018 и *fib* Model Code 2010 (LoA II), для балочных элементов, испытанных сосредоточенными и равномерно-распределенной нагрузками.

Результаты оценивания надежности моделей сопротивления срезу по изложенной методике для различных видов нагружения, представлены в табл. 5–13.

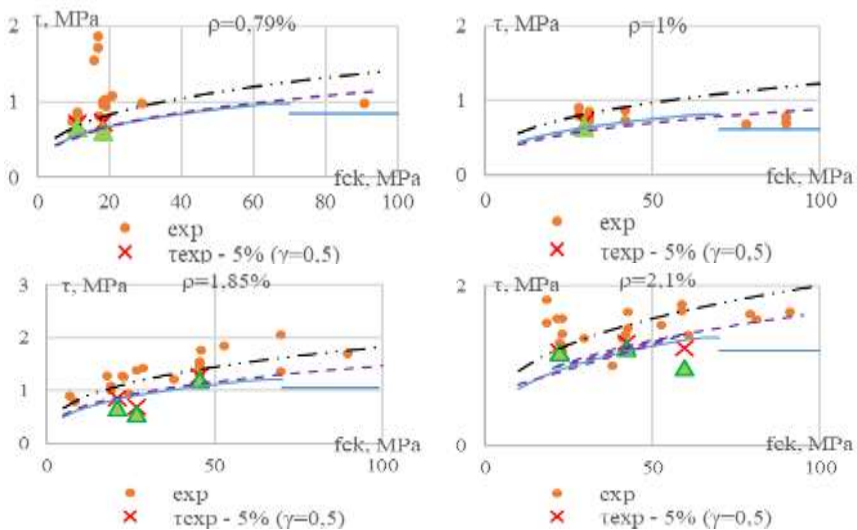


Рис. 2. Оценки различных моделей сопротивления срезу при $a/d \geq 2,0$

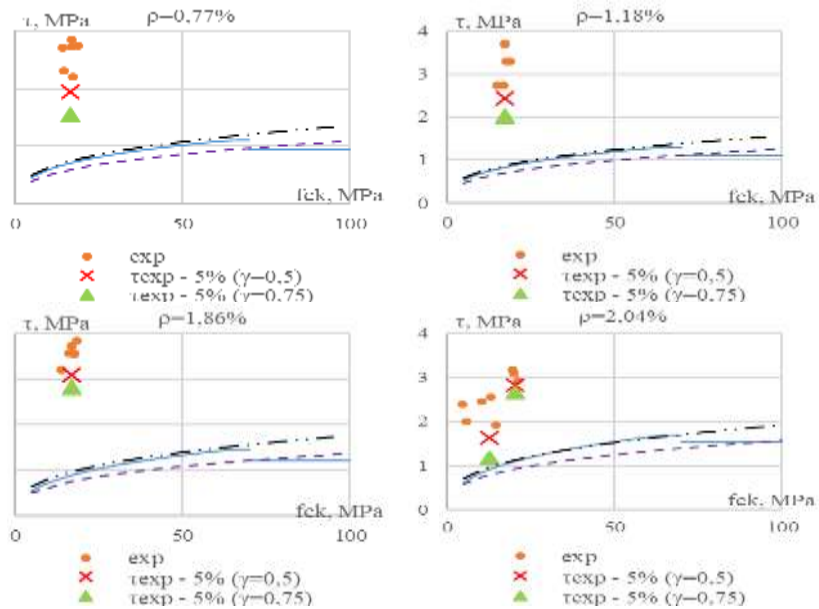


Рис. 3. Оценки различных моделей сопротивления срезу при $a/d < 2,0$

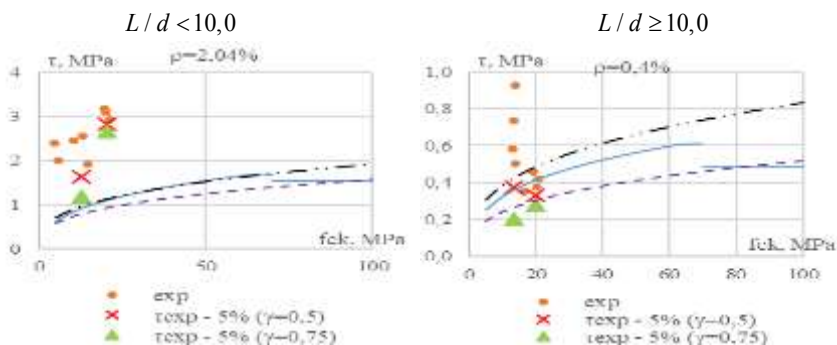


Рис. 4. Оценки различных моделей сопротивления срезу (равномерно-распределенная нагрузка)

Таблица 5

Результаты оценивания надежности модели сопротивления срезу, представленной в ТКП EN 1992-1-1:2009, при $a/d \geq 2,0$

Расчетная модель	Варьируемый параметр, ρ_l	Значение f_{ck} , МПа	Значение обеспечения, γ	5 %-кв. τ_{test} , МПа	τ_{theo} , МПа	Отношения $\tau_{theo} / \tau_{test}$ для 5 %-кв. τ_{test}
EN 1992-1-1: 2009	$\rho_l = 0,79 \%$	11,1	$\gamma = 0,5$	0,71	0,68	0,96
			$\gamma = 0,75$	0,66		1,04
		18,3	$\gamma = 0,5$	0,73	0,81	1,12
			$\gamma = 0,75$	0,61		1,34
	$\rho_l = 1,0 \%$	29,8	$\gamma = 0,5$	0,71	0,59	0,84
			$\gamma = 0,75$	0,65		0,92
	$\rho_l = 1,85 \%$	21	$\gamma = 0,5$	0,86	1,09	1,26
			$\gamma = 0,75$	0,67		1,62
		26,7	$\gamma = 0,5$	0,70	1,18	1,69
			$\gamma = 0,75$	0,57		2,09
	$\rho_l = 2,1 \%$	45,7	$\gamma = 0,5$	1,27	1,41	1,11
			$\gamma = 0,75$	1,20		1,17
		22,4	$\gamma = 0,5$	1,17	1,22	1,04
			$\gamma = 0,75$	1,16		1,05
	42,2	$\gamma = 0,5$	1,29	1,51	1,17	
		$\gamma = 0,75$	1,21		1,24	
59,6	$\gamma = 0,5$	1,23	1,69	1,38		
	$\gamma = 0,75$	0,97		1,74		

Таблица 6

Результаты оценивания надежности модели сопротивления срезу, представленной в ТКП EN 1992-1-1:2009, при $a/d < 2,0$

Расчетная модель	Варьируемый параметр, ρ_l	Значение f_{ck} , МПа	Значение обеспеченности, γ	5 %-кв. τ_{test} , МПа	τ_{theo} , МПа	Отношения $\tau_{theo} / \tau_{test}$ для 5 %-кв. τ_{test}
EN 1992-1-1: 2009	$\rho_l = 0,77\%$	16,5	$\gamma = 0,5$	1,94	0,75	0,38
			$\gamma = 0,75$	1,54		0,48
	$\rho_l = 1,18\%$	17,3	$\gamma = 0,5$	2,43	0,87	0,36
			$\gamma = 0,75$	2,02		0,43
	$\rho_l = 1,86\%$	16,8	$\gamma = 0,5$	3,09	0,97	0,31
			$\gamma = 0,75$	2,81		0,34

Таблица 7

Результаты оценивания надежности модели сопротивления срезу, представленной в ТКП EN 1992-1-1:2009, при равномерно распределенной нагрузке

Расчетная модель	Варьируемый параметр, ρ_l	Значение f_{ck} , МПа	Значение обеспеченности, γ	5 %-кв. τ_{test} , МПа	τ_{theo} , МПа	Отношения $\tau_{theo} / \tau_{test}$ для 5 %-кв. τ_{test}
При $L/d < 10,0$						
EN 1992-1-1: 2009	$\rho_l = 2,04\%$	12,7	$\gamma = 0,5$	1,63	0,97	0,59
			$\gamma = 0,75$	1,19		0,81
		20,3	$\gamma = 0,5$	2,82	1,13	0,40
			$\gamma = 0,75$	2,66		0,43
При $L/d \geq 10,0$						
EN 1992-1-1: 2009	$\rho_l = 0,4\%$	13,5	$\gamma = 0,5$	0,37	0,43	1,15
			$\gamma = 0,75$	0,20		2,14
		20	$\gamma = 0,5$	0,33	0,49	1,48
			$\gamma = 0,75$	0,27		1,78

Таблица 8

Результаты оценивания надежности модели сопротивления срезу,
представленной в prEN 1992-1-1:2018, при $a/d \geq 2,0$

Расчетная модель	Варьируемый параметр, ρ_l	Значение f_{ck} , МПа	Значение обеспеченности, γ	5 % -кв. τ_{test} , МПа	τ_{theo} , МПа	Отношения $\tau_{theo} / \tau_{test}$ для 5 % -кв. τ_{test}
prEN 1992-1-1: 2018	$\rho_l = 0,79\%$	11,1	$\gamma = 0,5$	0,71	0,56	0,79
			$\gamma = 0,75$	0,66		0,85
		18,3	$\gamma = 0,5$	0,73	0,66	0,90
			$\gamma = 0,75$	0,61		1,08
	$\rho_l = 1,0\%$	29,8	$\gamma = 0,5$	0,71	0,59	0,83
			$\gamma = 0,75$	0,65		0,91
	$\rho_l = 1,85\%$	21	$\gamma = 0,5$	0,86	0,88	1,02
			$\gamma = 0,75$	0,67		1,31
		26,7	$\gamma = 0,5$	0,70	0,95	1,36
			$\gamma = 0,75$	0,57		1,67
		45,7	$\gamma = 0,5$	1,27	1,14	0,90
			$\gamma = 0,75$	1,20		0,95
	$\rho_l = 2,1\%$	22,4	$\gamma = 0,5$	1,17	1,01	0,86
			$\gamma = 0,75$	1,16		0,87
		42,2	$\gamma = 0,5$	1,29	1,24	0,96
			$\gamma = 0,75$	1,21		1,03
59,6		$\gamma = 0,5$	1,23	1,39	1,13	
		$\gamma = 0,75$	0,97		1,43	

Таблица 9

Результаты оценивания надежности модели сопротивления срезу,
представленной в prEN 1992-1-1:2018, при $a/d < 2,0$

Расчетная модель	Варьируемый параметр, ρ_l	Значение f_{ck} , МПа	Значение обеспеченности, γ	5 % -кв. τ_{test} , МПа	τ_{theo} , МПа	Отношения $\tau_{theo} / \tau_{test}$ для 5 % -кв. τ_{test}
prEN 1992-1-1: 2018	$\rho_l = 0,77\%$	16,5	$\gamma = 0,5$	1,94	0,60	0,31
			$\gamma = 0,75$	1,54		0,39
	$\rho_l = 1,18\%$	17,3	$\gamma = 0,5$	2,43	0,70	0,29
			$\gamma = 0,75$	2,02		0,35
	$\rho_l = 1,86\%$	16,8	$\gamma = 0,5$	3,09	0,76	0,25
			$\gamma = 0,75$	2,81		0,27

Таблица 10

Результаты оценивания надежности модели сопротивления срезу,
представленной в prEN 1992-1-1:2018,
при равномерно распределенной нагрузке

Расчетная модель	Варьируемый параметр, ρ_l	Значение f_{ck} , МПа	Значение обеспеченности, γ	5 % -кв. τ_{test} , МПа	τ_{theo} , МПа	Отношения $\tau_{theo} / \tau_{test}$ для 5 % -кв. τ_{test}
При $L / d < 10,0$						
prEN 1992-1-1: 2018	$\rho_l = 2,04 \%$	12,7	$\gamma = 0,5$	1,63	0,78	0,48
			$\gamma = 0,75$	1,19		0,66
		20,3	$\gamma = 0,5$	2,82	0,92	0,33
			$\gamma = 0,75$	2,66		0,35
При $L / d \geq 10,0$						
prEN 1992-1-1: 2018	$\rho_l = 0,4 \%$	13,5	$\gamma = 0,5$	0,37	0,27	0,73
			$\gamma = 0,75$	0,20		1,35
		20	$\gamma = 0,5$	0,33	0,30	0,91
			$\gamma = 0,75$	0,27		1,11

Таблица 11

Результаты оценивания надежности модели сопротивления срезу,
представленной в fib MC 2010 (LoA II), при $a/d \geq 2,0$

Расчетная модель	Варьируемый параметр, ρ_l	Значение f_{ck} , МПа	Значение обеспеченности, γ	5 % -кв. τ_{test} , МПа	τ_{theo} , МПа	Отношения $\tau_{theo} / \tau_{test}$ для 5 % -кв. τ_{test}
fib MC 2010 (LoA II)	$\rho_l = 0,79 \%$	11,1	$\gamma = 0,5$	0,71	0,56	0,79
			$\gamma = 0,75$	0,66		0,85
		18,3	$\gamma = 0,5$	0,73	0,66	0,90
			$\gamma = 0,75$	0,61		1,08
	$\rho_l = 1,0 \%$	29,8	$\gamma = 0,5$	0,71	0,64	0,90
			$\gamma = 0,75$	0,65		0,99
	$\rho_l = 1,85 \%$	21	$\gamma = 0,5$	0,86	0,84	0,98
			$\gamma = 0,75$	0,67		1,25
		45,7	$\gamma = 0,5$	1,27	1,09	0,86
			$\gamma = 0,75$	1,20		0,91
	$\rho_l = 2,1 \%$	22,4	$\gamma = 0,5$	1,17	0,95	0,81
			$\gamma = 0,75$	1,16		0,82
59,6		$\gamma = 0,5$	1,23	1,32	1,07	
		$\gamma = 0,75$	0,97		1,36	

Таблица 12

Результаты оценивания надежности модели сопротивления срезу, представленной в *fib* MC 2010 (LoA II), при $a/d < 2,0$

Расчетная модель	Варьируемый параметр, ρ_l	Значение f_{ck} , МПа	Значение обеспеченности, γ	5 % -кв. τ_{test} , МПа	τ_{theo} , МПа	Отношения $\tau_{theo} / \tau_{test}$ для 5 % -кв. τ_{test}
<i>fib</i> MC 2010 (LoA II)	$\rho_l = 0,77\%$	16,5	$\gamma = 0,5$	1,94	0,72	0,37
			$\gamma = 0,75$	1,54		0,47
	$\rho_l = 1,18\%$	17,3	$\gamma = 0,5$	2,43	0,83	0,34
			$\gamma = 0,75$	2,02		0,41
	$\rho_l = 1,86\%$	16,8	$\gamma = 0,5$	3,09	0,89	0,29
			$\gamma = 0,75$	2,81		0,32

Таблица 13

Результаты оценивания надежности модели сопротивления срезу, представленной в *fib* MC 2010 (LoA II), при равномерно распределенной нагрузке

Расчетная модель	Варьируемый параметр, ρ_l	Значение f_{ck} , МПа	Значение обеспеченности, γ	5 % -кв. τ_{test} , МПа	τ_{theo} , МПа	Отношения $\tau_{theo} / \tau_{test}$ для 5 % -кв. τ_{test}
При $L/d < 10,0$						
<i>fib</i> MC 2010 (LoA II)	$\rho_l = 2,04\%$	12,7	$\gamma = 0,5$	1,63	0,92	0,56
			$\gamma = 0,75$	1,19		0,77
		20,3	$\gamma = 0,5$	2,82	1,11	0,39
			$\gamma = 0,75$	2,66		0,42
При $L/d \geq 10,0$						
<i>fib</i> MC 2010 (LoA II)	$\rho_l = 0,4\%$	13,5	$\gamma = 0,5$	0,37	0,36	0,97
			$\gamma = 0,75$	0,20		1,8
		20	$\gamma = 0,5$	0,33	0,42	1,27
			$\gamma = 0,75$	0,27		1,56

Заключение. Исходя из результатов оценивания надежности расчетных моделей сопротивления срезу, представленные в данной работе, можно сделать следующие выводы:

1. Одной из ключевых особенностей, влияющей на точность оценивание надежности расчетных моделей, является необходимость обоснованного выбора функции распределения вероятностей по полученной эмпирической выборке. Из-за получения несиммет-

ричного распределения, возникают трудности в вычислении, соответствующим образом, 5 %-квантили.

2. Так как в большинстве расчетных моделей переход от характеристического значения прочности бетона при срезе $\sqrt{f_{ck}}$, выполняется путем деления на частный коэффициент $\gamma_c = 1,5$, то методологически было бы правильно, чтобы отношение теоретического и опытного сопротивления, соответствовало 5 %-квантили распределения, а не среднему значению.

3. С учетом вышеизложенных замечаний, было предложена собственная методика оценивания надежности моделей сопротивления срезу, основанная на методе порядковых статистик, которая не требует определения функции распределения вероятности и плотности, а также позволяет вычислить квантиль требуемого порядка для заданной обеспеченности.

Результаты оценивания надежности моделей по общепринятой и предложенной методиках, показывают, что практически ни одна из проанализированных моделей не дает в 5 %-квантили ожидаемого отношения $V_{theo} / V_{test} \approx 1,0$. Наиболее близкие к единице значения отношения V_{theo} / V_{test} дают рассмотренные расчетные модели для гибких балок ($L/d \geq 10$), загруженных равномерно-распределенной нагрузкой и с большим пролетом среза $a/d \geq 2,0$, загруженные сосредоточенной нагрузкой. Для жестких балок ($a/d < 2,0$ и $L/d < 10$) все исследуемые модели дают довольно существенный запас. Опираясь на полученные результаты, возникает вопрос о применимости данных моделей к требуемому уровню надежности, что в свою очередь требует дополнительного анализа.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий = Еўракод 2. Праектаванне жалезабетонных канструкцый. Частка 1–1. Агульныя правілы і правілы для будынкаў: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). – Введ. 10.12.09. – Минск: Стройтехнорм, 2010. – 207 с.

2. Дереченник, С. С. Новый подход к оцениванию in-situ характеристической прочности бетона в существующих железобетонных конструкциях при ограниченном количестве результатов полевых

испытаний / С. С. Дереченник, В. В. Тур // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. – 2018. – № 1. – С. 109–115.

3. Тур, В. В. Влияние размерного эффекта на сопротивление срезу балочных элементов без поперечного армирования / В. В. Тур, А. П. Воробей // Строительство и реконструкция. Орловский гос. ун-т им. И. С. Тургенева. – 2019. – № 2. – С. 43–60.

4. Дереченник, С. С. Новый метод оценивания in-situ характеристической прочности бетона с учетом надежности существующих железобетонных конструкций / С. С. Дереченник, В. В. Тур // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: сборник научных статей XXI Международного научно-методического семинара, Брест, 25–26 октября: в 2 частях / Министерство образования Республики Беларусь, Брестский государственный технический университет, Строительный факультет; редкол.: В. В. Тур [и др.]. – Брест: БрГТУ, – 2018. Часть 2. – С. 23–38.

5. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. – Ernst and Sohn, 2013. – Pp. 389.

6. European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Draft for committee works, April 2018, p. 293.

7. Тур, В. В. Новые подходы к определению сопротивления срезу балочных элементов без поперечного армирования: Часть 1 – Обзор расчетных моделей / В. В. Тур, А. П. Воробей // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. – 2019. – № 1. – С. 15–22.

8. Тур, В. В. Новые подходы к определению сопротивления срезу балочных элементов без поперечного армирования: Часть 2 – Верификация расчетных моделей / В. В. Тур, А. П. Воробей // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. – 2019. – № 1. – С. 23–30.

9. Cavagnis, F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack, submitted for publication in *Engineering Structures* / F. Cavagnis, M. Fernández Ruiz, A. Muttoni // *Engineering Structures*. – 2017.

10. Тур, В. В. Новое в проектировании конструкций из бетона: второе поколение Еврокодов и Национальных норм / В. В. Тур, Т. М. Пецольд // Вестник Полоцкого государственного университета. Строительство. Прикладные науки. Строительные конструкции. – 2018. – № 8. – С. 131–146.

11. Ignatiadis, A. Eurocode 2 – analysis of National Annex / A. Ignatiadis [et al.] // Structural Concrete. – 2015. – № 1.

УДК 691.328.43

АНАЛИЗ МЕТОДИК РАСЧЕТА ПРОГИБОВ ИЗГИБАЕМЫХ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СО СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРОЙ

ХОТЬКО А. А., АКБАР С. М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

С учетом специфических особенностей стеклопластиковой арматуры, внедрение ее в производство несущих конструкций невозможно без соответствующих научных обоснований, основанных на имеющихся теоретических предпосылках и выполненных экспериментальных исследованиях.

Известным ученым Фроловым Н. П. было логически обоснована нецелесообразность армирования изгибаемых элементов стеклопластиковой арматурой без ее предварительного напряжения [5]. Многочисленные экспериментальные исследования подтверждали значительные прогибы и ширину раскрытия трещин конструкций армированных стеклопластиковой арматурой по сравнению с аналогичными конструкциями со стальной арматурой. Поэтому использование всех преимуществ композитной арматуры при армировании изгибаемых элементов возможно только при условии ее предварительного напряжения, способного повысить трещиностойкость и уменьшить прогибы конструкций при эксплуатационных нагрузках.

Однако, даже при условии решения проблемы со сложностью создания предварительного напряжения композитной арматуры, является актуальным вопрос достоверной расчетной оценки шири-

ны раскрытия трещин и величины прогибов. Исследования в этом направлении проводятся как в Республике Беларусь, под руководством профессоров Т. М. Пецольда, В. В. Тура, так и в Российской Федерации и в других странах [1–8]. Методики расчета прогибов изгибаемых элементов с композитной арматурой изложены в разработанных НИПТИС рекомендациях [3], а также в разработанных НИИЖБ им. А. А. Гвоздева строительных правилах [4].

Принцип расчета прогибов по методике, предлагаемой учеными РБ и по методике, предлагаемой Российскими учеными, идентичен. Прогибы (перемещения) конструкций с композитной арматурой по указанным методикам рассчитываются по аналогии с расчетами прогибов железобетонных конструкций со стальной арматурой, по общим правилам строительной механики, используя значения продольных деформаций, поперечных деформаций и кривизн по длине конструкций от расчетных воздействий и их сочетаний. В тех случаях, когда прогибы железобетонных элементов в основном зависят от изгибных деформаций, значения прогибов определяют по жесткостным характеристикам.

Кривизну железобетонных элементов для участков элементов с трещинами определяют как разность средних относительных деформаций крайнего волокна сжатого бетона и средних относительных деформаций крайнего растянутого арматурного стержня на этом участке, деленную на расстояние между крайним волокном сжатого бетона и центром тяжести крайнего растянутого арматурного стержня.

Средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона определяются по относительным деформациям крайнего сжатого волокна в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций сжатого бетона по длине между трещинами.

Средние относительные деформации крайнего растянутого арматурного стержня определяются по относительным деформациям крайнего растянутого арматурного стержня в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры по длине между трещинами.

Относительные деформации сжатого бетона и растянутой арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемен-

та, в общем случае определяются из расчета системы уравнений деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающего момента и продольной силы от соответствующего сочетания внешних нагрузок.

Допускается определять деформации в сжатом бетоне и растянутой арматуре исходя из условно упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси элемента, принимая условно упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу композитной арматуры со своим модулем упругости.

Относительные деформации ε_{cc} и ε_f согласно разработанным в НИПТИС рекомендациям [3] допускается определять по формулам:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_{c,red}}; \quad (1)$$

$$\varepsilon_f = \frac{\sigma_f}{E_f} \leq 0,3 \frac{f_{fk}}{E_f}, \quad (2)$$

где σ_{cc} – напряжение в крайнем сжатом волокне бетона в сечении с трещиной;

σ_f – напряжение в крайнем растянутом стержне продольной арматуры в сечении с трещиной.

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, определение относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов:

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ed}}{A_{cc} \cdot z}; \quad (3)$$

$$\sigma_f = \frac{M_{Ed}}{A_f \cdot z} \leq 0,3 f_{fk}, \quad (4)$$

где A_{cc} – площадь сжатого бетона в сечении с трещиной;

A_f – площадь растянутой арматуры в сечении с трещиной;

z – расстояние между центрами тяжести площади сжатого бетона и растянутой арматуры.

Значения A_{cc} и z допускается определять из расчета изгибаемых элементов по предельным усилиям в сечении, нормальном к продольной оси.

Согласно методике РФ правил СП 63.13330-2012 [4] для элементов с нормальными трещинами в растянутой зоне напряжение в арматуре, пересекающей трещины, определяют по формуле:

$$\sigma_{fj} = \frac{E_{fj} \cdot v_{fj} \cdot \varepsilon_{fj}}{\psi_{fj}}, \quad (5)$$

где:

$$\psi_{fj} = 1 - \frac{1}{1 + 0.8 \cdot \frac{\varepsilon_{fj.crc}}{\varepsilon_{fj}}}, \quad (6)$$

где $\varepsilon_{fj.crc}$ – относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин;

ε_{fj} – усредненная относительная деформация растянутой арматуры, пересекающей трещины, в рассматриваемой стадии расчета.

Согласно рекомендациям НИПТИС [3] при использовании упрощенных методов расчета для определения деформаций железобетонных изгибаемых элементов, работающих с трещинами, окончательное значение проверяемого параметра следует определять по формуле:

$$\chi = \psi_f \cdot \chi_{II} - (1 - \psi_f) \cdot \chi_I, \quad (7)$$

где χ – анализируемый параметр, в качестве которого могут рассматриваться кривизна, угол поворота или прогиб;

χ_I , χ_{II} – соответственно значения параметра, определенные для сечения без трещины и с трещиной;

ψ_f – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами, определяемый в общем случае по формуле:

$$\psi_f = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{f,cr}}{\sigma_f} \right)^2, \quad (8)$$

где β – коэффициент, учитывающий длительность нагружения;

σ_f – напряжения в растянутой композитной арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной;

$\sigma_{f,cr}$ – напряжения в растянутой композитной арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной для условий нагружения, приводящих к появлению трещин.

В соответствии с рекомендациями [3] изгибную жесткость элемента с трещинами в общем случае следует определять по формуле:

$$B_{m,cr} = \frac{M_{Sd}}{(1/r)_{cr}}. \quad (9)$$

Допускается определять изгибную жесткость железобетонного элемента с трещинами по формуле:

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{f,r}}{\sigma_f} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}, \quad (10)$$

где $E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона;

I_{II} , I_I – соответственно момент инерции сечения с трещиной и без трещины, определяемый с учетом отношения:

$$\alpha_e = \frac{E_f}{E_{c,eff}}. \quad (11)$$

Значения эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$ согласно рекомендациям [3] определяются:

- при действии кратковременной нагрузки: $E_{c,eff} = E_{cm}$;
- при действии длительной нагрузки:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)}, \quad (12)$$

где $\Phi(\infty, t_0)$ — предельное значение коэффициента ползучести для бетона.

В случае же расчета по методике Российских правил [4] изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента определяется по формуле:

$$B = E_{bl} \times I_{red}, \quad (13)$$

где E_{bl} — модуль деформаций сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки и с учетом наличия или отсутствия трещин;

I_{red} — момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом наличия или отсутствия трещин.

Значения модуля деформаций бетона принимают равными:

– при непродолжительном действии нагрузки:

$$E_{bl} = 0,85 \times E_b; \quad (14)$$

– при продолжительном действии нагрузки:

$$E_{bl} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}. \quad (15)$$

При определении момента инерции приведенного поперечного сечения, значения коэффициентов приведения растянутой арматуры к бетону принимают:

$$\alpha_{f1} = \frac{E_{f,red}}{E_{b,red}}, \quad (16)$$

где $E_{b,red}$ — приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и определяемый по формуле:

$$E_{b,red} = \frac{f_{cn}}{\varepsilon_{b,red}}. \quad (17)$$

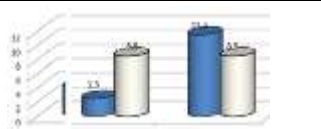
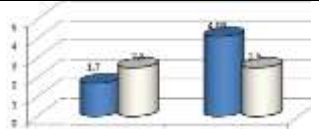
Относительную деформацию бетона $\varepsilon_{b,red}$ принимают 0,0015.

$E_{f,red}$ – приведенный модуль деформаций стеклопластиковой арматуры, определяемый с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами:

$$E_{f,red} = \frac{E_f}{\psi_f} \quad (18)$$

Таблица 1

Сравнение расчетных данных по различным методикам с экспериментальными данными по прогибам

	Экспериментальные данные согласно [8]	Экспериментальные данные согласно [7]
Размеры поперечного сечения образца, мм	100×180 мм	120×220 мм
Класс бетона	C25/30	C25/30
Арматура в растянутой зоне	Стеклопластиковая 4Ø8 $f_t = 960$ МПа E = 45200 МПа	Стеклопластиковая 1Ø10 $f_t = 960$ МПа E = 45660 МПа
Предельный опытный изгибающий момент, кНм	7,0	5,625
Максимальные прогибы в опытах, мм	8,5	2,5
Результаты сравнения расчетных данных с опытными	 <p>(темной заливкой – согласно методике [3], светлой – согласно методике [4])</p>	 <p>(темной заливкой – согласно методике [3], светлой – согласно методике [4])</p>

С целью оценки достоверности описанных выше методик, нами был выполнен расчет ширины раскрытия трещин по указанным зависимостям, для изгибаемого элемента, армированного в растянутой зоне стеклопластиковой арматурой и сравнение полученных данных с результатами экспериментальных исследований.

К сожалению, нами не было найдено результатов экспериментальных данных с предварительно напряженной стеклопластиковой арматурой, что вероятно связано со сложностью захвата такой ар-

матуры при создании предварительного напряжения. Из опубликованных данных по испытаниям предварительно напряженных изгибаемых элементов с композитной арматурой известны исследования профессора Тура В. В. [6]. Однако эти исследования проводились с комбинированным армированием. Поэтому, с целью расчетной оценки рассматриваемых методик, нами были использованы опытные данные, полученные на изгибаемых элементах со стеклопластиковой арматурой без предварительного напряжения и описанные в работах Волик А. Р. [7] и Почебыт А. А. [8].

В качестве исходных данных для первого численного эксперимента использованы данные, соответствующие экспериментальным условиям, описанным в [8]: изгибаемый элемент, прямоугольного сечения, с размерами 100×180 мм, армированный в растянутой зоне 4Ø8 мм стеклопластиковой арматуры (в два ряда, с расстоянием 30 мм) с характеристиками: $f_t = 960$ МПа, $E_f = 45\,200$ МПа, в сжатой зоне 2Ø6 S500. В качестве исходных данных для второго численного эксперимента использованы данные, соответствующие экспериментальным условиям, описанным в [7]: изгибаемый элемент, прямоугольного сечения, с размерами 120×220 мм, армированный в растянутой зоне 1Ø10мм стеклопластиковой арматуры с характеристиками: $f_t = 962$ МПа, $E_f = 45\,660$ МПа. Бетон класса С25/30.

Анализ численного эксперимента показал, что методика расчета прогибов, описанная в строительных правилах [4] дает большее значение прогибов по сравнению с опытными данными, в то время как методика, изложенная в рекомендациях [3] дает заниженные значения по сравнению с опытами (табл. 1).

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars. – American Concrete Institute, 2003.
2. CNR-DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. – Rome, Italy, 2006.
3. Рекомендации по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой. – Минск, НИПТИС, 2014. (1-ая редакция).

4. СП 63.13330-2012 «Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования». – Москва, 2013.

5. Фролов, Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н. П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. – 107 с.

6. Тур, В. В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В. В. Тур, В. В. Малыха // Вестн. Полоц. гос. ун. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2013. – № 8. – С. 58–65.

7. Волик, А. Р. К вопросу замены металлической арматуры на стеклопластиковую в изгибаемых бетонных балках / А. Р. Волик, Е. К. Волик // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: материалы XX междунар. науч. – метод. семинара / М-во образования Респ. Беларусь, ГрГУ им. Я. Купалы; редкол.: В. Г. Барсуков (гл. ред.) [и др.]. – Гродно: ГрГУ, 2016. – С. 19–22.

8. Почебыт, А. А. Железобетонные балки с комбинированным армированием / А. А. Почебыт // Наука – 2017: сборник научных статей. В 2 ч. Ч. 1/ Учреждение образования «Гродненский гос. ун-т им. Я. Купалы». – Гродно: ГрГУ им. Я. Купалы, 2017. – С. 328–330.

УДК 69.006.05

О РЕСТРУКТУРИЗАЦИИ НАЦИОНАЛЬНОГО КОМПЛЕКСА ТНПА В ОБЛАСТИ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА

ШЕВКО В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Одной из приоритетных задач развития строительной отрасли является совершенствование нормативной правовой и нормативно-технической базы в области изысканий, проектирования и строительства. На решение этой задачи направлена реструктуризация Национального комплекса технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства. Целью реструктуризации является оптимизация и сокращение ТНПА.

Таблица 1

Замененные ТНПА	Заменяющие
ТКП 45-5.03-20-2006* (02250). Монолитные каркасные здания. Правила возведения (переиздан, 2017 г.)	Возведение строительных конструкций, зданий и сооружений. Основные требования. ТКП 45-1.03-314-2018. – Введ. 01.07.2018. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2018. – 131 с
ТКП 45-5.03-21-2006 (02250). Бетонные работы при отрицательных температурах воздуха. Правила производства (переиздан, 2017 г.)	
ТКП 45-5.03-23-2006* (02250). Опалубочные системы. Правила устройства (переиздан, 2015 г.)	
ТКП 45-5.04-41-2006 (02250). Стальные конструкции. Правила монтажа	
ТКП 45-5.05-64-2007 (02250). Деревянные конструкции. Правила монтажа	
ТКП 45-5.02-82-2010 (02250). Каменные и армокаменные конструкции. Правила возведения	
ТКП 45-1.03-109-2008* (02250). Высотные здания из монолитного железобетона. Правила возведения (переиздан, 2015 г.)	
ТКП 45-5.03-130-2009* (02250). Сборные бетонные и железобетонные конструкции. Правила монтажа (переиздан, 2017 г.)	
ТКП 45-5.03-131-2009 (02250). Монолитные бетонные и железобетонные конструкции. Правила возведения (переиздан, 2015 г.)	
ТКП 45-5.06-136-2009 (02250). Легкие ограждающие конструкции. Правила монтажа	
ТКП 45-5.03-215-2010* (02250). Сборно-монолитные каркасные здания. Правила возведения (переиздан, 2016 г.)	
ТКП 45-5.02-216-2010 (02250). Промышленные печи и кирпичные трубы. Правила возведения	
ТКП 45-1.03-225-2010 (02250). Коллекторные тоннели. Правила возведения способом щитовой проходки	
ТКП 45-1.03-236-2011 (02250). Строительно-монтажные работы. Сварочные работы. Правила производства	
ТКП 45-5.03-266-2012 (02250). Бетонные и железобетонные изделия и конструкции из самоуплотняющегося бетона. Правила изготовления	

Реструктуризация предусматривает: разделение ТНПА на две группы, содержащие обязательные требования при проектировании, строительстве и эксплуатации зданий и сооружений, взаимосвязан-

ные с Техническим регламентом ТР 2009/013/ВУ «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия» и добровольные требования; перевод ТНПА в НПА; отмену ТНПА.

В докладе рассматривается развитие в нашей стране нормативной базы по производству и приемке строительных работ.

Базовым документом стал СНиП [1]. В период с 2005 по 2012 год было разработано и введено в действие 15 технических кодексов установившейся практики (табл. 1). Взамен упомянутых выше с 01.07.2018 г. введен ТКП 45-1.03-314-2018 «Возведение строительных конструкций, зданий и сооружений. Основные требования». Название документа и указания в разделе «область применения» указывают, что ТКП устанавливает основные требования к возведению зданий, сооружений и конструкций. По закону [2] «строительная деятельность (строительство) – деятельность по возведению, реконструкции, ремонту, реставрации». Получается, что ТКП 314 распространяется только на возведение (новое строительство), а как быть с реконструкцией, капитальным ремонтом... В течение периода действия отмененных ТКП (табл. 1), в содержание вносились существенные изменения. Например, изменением № 2 от 01.10.2015 г. ТКП 131 «использование сварки для соединения арматуры не допускается» (при выполнении арматурных работ). В ТКП 314 п. 7.3.7 это требование фактически отменяется «выполнение сварочных работ в построечных условиях вблизи опалубки допускается только при необходимости при условии обеспечения сохранности опалубки».

Интересным, по мнению автора, является сравнение требований к готовым монолитным бетонным и железобетонным конструкциям в действующих и отмененных нормативных документах (табл. 2).

Со времени ввода в действие СНиП [1] прошло более 30 лет. В современном монолитном строительстве произошли существенные изменения. В первую очередь это касается опалубочных систем, которые существенно отличаются от применяемых 20–30 лет назад. Наличие большого количества рядовых и универсальных щитов, угловых элементов, качественная палуба щитов, телескопические стойки и подкосы с регулировочными муфтами позволяют получить монолитные конструкции с точными геометрическими размерами и качественной поверхностью. Приведенная в табл. 2

выборка требований показывает, что значения контролируемых параметров качества в нормативных документах совпадают.

Базой для назначения числовых значений параметров качества в ТНПА, в первую очередь, являются научно-технические исследования и исполнительная документация в строительстве.

Таблица 2

Наименование показателя качества	Значение			
	ТКП 45-1.03-314-2018 (табл. 7.13)	ТКП 45-5.03-131-2009 (табл. 11)	СНиП 3.03.01-87 (табл. 11)	СП 70.13330.2012 [3] (табл. 5.12)
1	2	3	4	5
Отклонение линий пересечения плоскостей от вертикали или проектного наклона на всю высоту конструкций, мм:				
для фундаментов	20	20	20	20
для стен и колонн, поддерживающих монолитные покрытия и перекрытия	15	15	15	15
для стен и колонн, поддерживающих сборные балочные конструкции	10	10	10	10
для стен зданий и сооружений, возводимых в скользящей опалубке, при отсутствии промежуточных перекрытий	1/500 высоты сооружения, но не более 100	1/500 высоты сооружения, но не более 100	1/500 высоты сооружения, но не более 100	1/500 высоты сооружения, но не более 100
для стен зданий и сооружений, возводимых в скользящей опалубке, при наличии промежуточных перекрытий	1/1000 высоты сооружения, но не более 50	1/1000 высоты сооружения, но не более 50	1/1000 высоты сооружения, но не более 50	1/1000 высоты сооружения, но не более 50
Отклонение плоскостей от горизонтали на всю длину выверяемого участка, м:				
до 6 включ. св. 6	10 мм 20 мм	10 мм 20 мм	20 мм	20 мм

Окончание табл. 2

1	2	3	4	5
Отклонение длины или пролета элементов, размера в свету в горизонтальной плоскости, высоты или размера в свету в вертикальной плоскости при размере, м: до 6 включ. св. 6	$\pm 10, \text{мм}$ $\pm 20, \text{мм}$	$\pm 20 \text{ мм}$ $\pm 10, \text{мм}$ $\pm 20, \text{мм}$	$\pm 20 \text{ мм}$	$\pm 20 \text{ мм}$
Отклонение размеров оконных, дверных и других проемов, мм	20	+20		± 12
Отклонение размера поперечного сечения элементов, мм Размер поперечного сечения элемента h при $h \leq 200 \text{ мм}$ $h = 400 \text{ мм}$ $h \geq 2000 \text{ мм}$	+10; -3	+10; -3	+6; -3	+6; -3 +11; -9 +25; -20
Отклонение отметок поверхностей бетона и закладных изделий, служащих опорами для стальных или сборных элементов, мм	-5	-5	-5	-5
Уклон опорных поверхностей фундаментов при опирании стальных колонн без подливки	0,0007	0,0007	0,0007	
Отклонение расположения фундаментных и анкерных болтов, мм: в плане внутри контура опоры в плане вне контура опоры по высоте	5 10 20	5 10 +20	5 10 20	5 10 +20
Перепад в стыке двух смежных поверхностей, мм	5		3	

В предисловии к ТКП 314 указано, что нормативный документ разработан РУП «Стройтехнорм», техническим комитетом по стандартизации в области архитектуры и строительства «Производство работ» (ТКС 11). Состав авторского коллектива не приводится.

В этой связи, предусмотренная реструктуризацией отмена ТКП 45-1.01-185-2009 «Проверка научно-технического уровня действующих ТНПА в строительном комплексе. Правила проведения» является преждевременной.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Несущие и ограждающие конструкции /Госстрой СССР: СНиП 3.03.01-87. – Введ. 04.12.1987 (Отменен 01.04.2015). – М.: АПП ЦИТП, 1987. – 192 с.
2. Закон Республики Беларусь 5 июля 2004 г. №300-3 Об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республике Беларусь.
3. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87: СП 70.13330.2012. – Введ. 01.01.2013. – М.: Минрегион России, 2012. – 280 с.

УДК 624.94.012.45

К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ПО ТИПА РАЗНЫХ СТРАН

ШИЛОВ А. Е., ЧЕЧУХА Е. Г.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Расчёт железобетонных колонн напрямую зависит от принятой конструктивной схемы здания, т. е. типа каркаса, в свою очередь в зависимости от которого назначаются все параметры колонн, их расчётные длины, фактические и предельные гибкости.

Определение типа каркаса, как и подходы, по которым данный тип каркаса относится к тому или иному виду, различаются по нормам разных стран.

Различают следующие типы каркаса в зависимости от принятого ТИПА:

1. В ТКП EN 1992-1-1-2009* [1] различают следующие типы каркаса:

– раскреплённые элементы или системы: конструктивные элементы или подсистемы, для которых при расчёте и проектировании принято, что они не способствуют общей горизонтальной устойчивости конструкции;

– раскрепляющие элементы и системы: конструктивные элементы или подсистемы, для которых при расчёте и проектировании принято, что они способствуют общей горизонтальной устойчивости конструкции.

Чёткие указания, согласно которым тот или иной элемент следует относить к раскреплённым или раскрепляющим элементам, не даны. Таким образом, выбор той или иной системы полностью основан на предположениях и допущениях, закладываемых проектировщиком в работу каркаса.

2. В стандарте Великобритании BSEN 1992-1-1:2004 [4] различают:

– “braced members or systems” – structural members or subsystems, which in analysis and design are assumed *not* to contribute to the overall horizontal stability of a structure.

– “bracing members or systems” – structural members or subsystems, which in analysis and design are assumed to contribute to the overall horizontal stability of a structure.

В BSEN 1992-1-1:2004 [4] подход к определению типа каркаса аналогичен подходу ТКП EN 1992-1-1-2009* [1], действующему на территории РБ.

3. В СНБ 5.03.01-02 [2] различают:

– несмещаемые каркасы – каркасы, имеющие связевые элементы, или без них, в которых влияние перемещения узлов на расчетные моменты и усилия незначительно (не превышает 5 %);

– смещаемые каркасы – каркасы, которые не являются несмещаемыми.

4. В американских нормах ACI 318-95 [5] подход к определению типа каркаса аналогичен источнику [2]. Согласно [2;5], перед тем, как приступить к расчёту колонны, следует в первую очередь определить тип каркаса.

5. В СП 63.13330.2012 [3] нет информации по различному назначению элементов каркаса.

Раньше каркасные здания представлялись в виде пилонов – диафрагм с примыкающими колоннами, а также отдельных колонн, объединённых жёсткими дисками перекрытий. В качестве обычных упрощений принималось, что диски перекрытий абсолютно жёсткие; деформации сдвига в швах между сборными конструкциями учитывались приближёнными коэффициентами; в открытых диа-

фрагмах крутильная жёсткость не учитывалась, а в закрытых – принималось, что жёсткость при стеснённом кручении мала, по сравнению с таковой, при свободном кручении; масса здания равномерно распределялась по объёму и т. д.

В работе [6] отмечается, что сегодня в практике проектирования стали использовать программные комплексы, реализующие конечно-элементные модели, которые позволяют с единых методологических позиций рассчитывать здания разнообразных конструктивных схем, состоящие из стержневых и плоских элементов, сгруппированных в любых сочетаниях. Сейчас имеется возможность задавать достаточно сложные конфигурации и схемы зданий, моделировать различные сопряжения элементов с применением сложных пространственных шарниров и связей и т. д. При этом, однако, значительно усложнилась подготовка исходных данных и соответственно потребовалась высокая квалификация пользователей, повышенные требования к пониманию ими характера работы конструкций и узлов под нагрузкой и теоретических расчётных положений, положенных в основу программных комплексов. К сожалению, трудно выявить ошибки в формировании расчётных схем, связей и т.п., несмотря на большое количество вспомогательных инструкций и руководств, но эти ошибки могут привести к аварийным ситуациям на объектах, о чём постоянно напоминают как авторы программ, так и реальная практика проектирования и эксплуатации зданий и сооружений.

При проектировании зданий и сооружений расчёт на прочность является недостаточным, чтобы судить об их надёжности. Чаще решающим фактором, определяющим несущую способность, становится возможность потери устойчивости сооружения в целом или же отдельных его элементов.

Железобетонная колонна является элементом пространственной системы каркаса здания, при деформировании которого проявляется физическая нелинейность, обусловленная неупругими деформациями бетона и развитием трещин, а также геометрическая нелинейность, характеризуемая влиянием продольных сил на деформации, а, следовательно, и на возникающие усилия в системе. Эффект возрастания усилий за счет геометрической нелинейности конструкции, и называют эффектами второго порядка или Р-Δ эффектами.

Методика учёта эффектов второго порядка при расчёте сжатых железобетонных элементов по нормам Республики Беларусь, Российской Федерации и Европейского союза имеет свои особенности и различия, при этом применение требований Еврокода 2, по рассматриваемому вопросу при проектировании в Республике Беларусь, требует особой проработки и анализа для обеспечения и повышения надёжности проектируемых зданий. Именно в этом заключается актуальность и востребованность данной работы, т. к. на сегодняшний день нет необходимой статистики результатов применения методов учёта эффектов второго порядка при расчёте сжатых железобетонных элементов по нормам Республики Беларусь, Российской Федерации и Европейского союза и их анализу.

Данная работа является обзорно-аналитической. Проработка вопросов и затронутых проблем, связанных с расчётом колонн в зависимости от типа каркаса здания требует множества расчётов, анализ которых поможет выявить преимущества и недостатки различных ТНПА и их положений. Эта работа является первым шагом в необходимых дальнейших исследованиях.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. 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.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 140 с.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Министерство региональной федерации РФ, 2012. – 159 с.
4. BSEN 1992-1-1:2004 - Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for building.
5. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary.
6. Казачёк, В. Г. Особенности расчета железобетонных каркасных зданий с учетом требований действующих норм Республики Беларусь / В. Г. Казачек, А. Е. Шилов // Строительная наука и техника: научно-технический журнал. – 2010. – № 5. – С. 25–30.

РАЗДЕЛ III. ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ

УДК 624.04

ПОСТРОЕНИЕ МЕХАНИКО-МАТЕМАТИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ АНАЛИЗА СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ С ПОМОЩЬЮ ОБЩИХ УРАВНЕНИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ МЕХАНИКИ

БЫНЬКОВА А. Ю.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. При создании любого строительного продукта главная цель – добиться такого проекта, который будет удовлетворять требованиям оптимальности по выбранным параметрам.

В современных проектно-вычислительных комплексах для расчета строительных сооружений вычислительный процесс реализован по варианту МКЭ «в перемещениях». Как правило, в итоге расчета мы получаем числовые значения искомых величин: усилия, напряжения, перемещения. «Увидеть» матрицу жесткости какого-либо конечного элемента (КЭ) или группы КЭ или исследуемой системы в целом невозможно. А желание подкорректировать некоторые параметры элементов возникает по мере стремления к лучшему проекту. Изменяя свойства КЭ (физико-механические характеристики материала, геометрические параметры элемента) можно существенно повлиять на конечные показатели проекта. Применение общих уравнений механики для формирования матриц жесткостей позволяет проектировщику управлять параметрами КЭ, а для задач небольшой размерности и получить (насколько позволяют возможности используемых компьютеров) аналитические зависимости для усилий в КЭ или перемещений их узлов, принимая значения некоторых параметров не в численном виде.

Математическая модель исследуемой системы состоит из трех групп уравнений: уравнения равновесия (1) (связь между усилиями и нагрузкой), геометрические (2) (связь между деформациями и пе-

ремещениями) и физические (3) (связь между деформациями и усилиями, зависящая от физических свойств материала).

$$\begin{cases} A\vec{S} = \vec{F}, & (1) \\ A^T \vec{Z} = \vec{\Delta}, & (2) \\ \vec{\Delta} - D\vec{S} = \vec{\Delta}' & (3) \end{cases},$$

где A – матрица равновесия всей системы;

\vec{S} – вектор внутренних усилий в стержнях исследуемой системы;

\vec{F} – вектор внешней нагрузки;

A^T – матрица деформаций;

\vec{Z} – вектор узловых перемещений системы;

$\vec{\Delta}$ – вектор деформаций всей системы, соответствующий вектору усилий \vec{S} ;

D – матрица внутренней податливости всей системы;

$\vec{\Delta}'$ – вектор принудительных деформаций всей системы от соответствующего воздействия (теплого, осадки опор, неточности изготовления элементов).

Записанная система уравнений имеет единственное решение. Если для конструкции будут известны \vec{F} и $\vec{\Delta}'$, то в результате будет получен единственный вариант распределения усилий, перемещений и деформаций.

На основе этих уравнений формируется матрица жесткости системы, после чего записываются разрешающие уравнения МКЭ (4) в виде:

$$R \cdot \vec{Z} + R_f = 0, \quad (4)$$

где R – матрица внешней жесткости всей системы, определяемая для стержневой системы по формуле (5):

$$R = A \cdot K \cdot A^T, \quad (5)$$

где K – матрица внутренней жесткости всей системы;

R_f – матрица «грузовых» реакций; внешняя нагрузка заменяется эквивалентной узловой по направлениям перемещений \vec{Z} .

После решение системы уравнений становятся известными перемещения \vec{Z} узлов в общей системе координат. Усилия в стержнях исследуемой системы определяются по формуле (6):

$$\vec{S} = K \cdot A^T \cdot \vec{Z}. \quad (6)$$

Для формирования матриц жесткостей КЭ используется матрица равновесия КЭ и матрица его внутренней жесткости.

В данной статье будет показан анализ работы пространственного каркаса, с целью определения НДС данного объекта.

В качестве примера используется расчетная схема каркаса, приведенная на рис. 1, а, б.

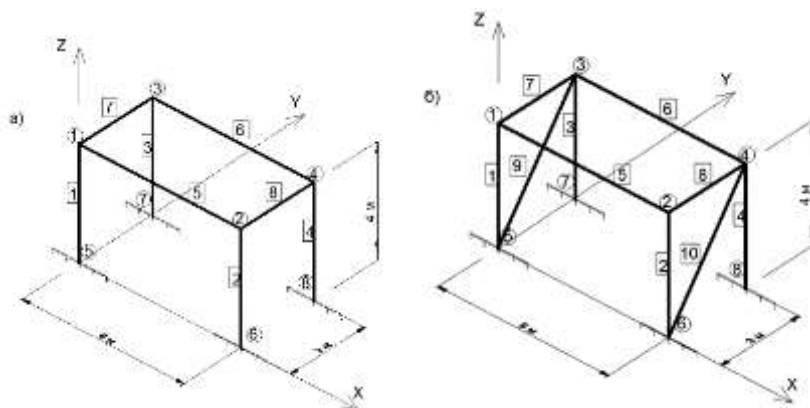


Рис. 1. Расчетная схема каркаса:
а – каркас без связей; б – каркас со связями

Необходимо определить усилия в стержнях и перемещения узлов каркаса.

Для пространственного стержня (КЭ), примыкающего к жестким узлам, матрица равновесия имеет следующий вид (7):

$$a = \begin{array}{c} \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline -t_{11} & & -\frac{t_{13}}{l} & \frac{t_{13}}{l} & -\frac{t_{12}}{l} & \frac{t_{12}}{l} \\ \hline -t_{21} & & -\frac{t_{23}}{l} & \frac{t_{23}}{l} & -\frac{t_{22}}{l} & \frac{t_{22}}{l} \\ \hline -t_{31} & & -\frac{t_{33}}{l} & \frac{t_{33}}{l} & -\frac{t_{32}}{l} & \frac{t_{32}}{l} \\ \hline & t_{11} & -t_{12} & & t_{13} & \\ \hline & t_{21} & -t_{22} & & t_{23} & \\ \hline & t_{31} & -t_{32} & & t_{33} & \\ \hline t_{11} & & \frac{t_{13}}{l} & -\frac{t_{13}}{l} & \frac{t_{12}}{l} & -\frac{t_{12}}{l} \\ \hline t_{21} & & \frac{t_{23}}{l} & -\frac{t_{23}}{l} & \frac{t_{22}}{l} & -\frac{t_{22}}{l} \\ \hline t_{31} & & \frac{t_{33}}{l} & -\frac{t_{33}}{l} & \frac{t_{32}}{l} & -\frac{t_{32}}{l} \\ \hline & -t_{11} & & t_{12} & & -t_{13} \\ \hline & -t_{21} & & t_{22} & & -t_{23} \\ \hline & -t_{31} & & t_{32} & & -t_{33} \\ \hline \end{array} \\ \end{array} \quad (7)$$

Относительно осей глобальной системы координат $OXYZ$:

– ось ox КЭ имеет направляющие косинусы t_{11} , t_{21} , t_{31} ;

– ось oy КЭ имеет направляющие косинусы t_{12} , t_{22} , t_{32} ;

– ось oz КЭ имеет направляющие косинусы t_{13} , t_{23} , t_{33} .

Матрица внутренней жесткости защемленного по концам стержня имеет вид (8):

$$K = \begin{array}{c} \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|} \hline \frac{EA}{l} & & & & & \\ \hline & \frac{GI_{KP}}{l} & & & & \\ \hline & & \frac{4EJ_y}{l} & -\frac{2EJ_y}{l} & & \\ \hline & & -\frac{2EJ_y}{l} & \frac{4EJ_y}{l} & & \\ \hline & & & & \frac{4EJ_z}{l} & -\frac{2EJ_z}{l} \\ \hline & & & & -\frac{2EJ_z}{l} & \frac{4EJ_z}{l} \\ \hline \end{array} \\ \end{array} \quad (8)$$

В матрице приняты обозначения:

EA – жесткость стержня на растяжение-сжатие;

$GI_{кр}$ – жесткость стержня на кручение;

EI_Y, EI_Z – жесткости стержня на изгиб относительно осей Y и Z .

Из матриц жесткостей для всех КЭ формируется матрица внешней жесткости всей системы.

Анализ решения. Для рамы на рис. 1, *а*, *б* матрица внешней жесткости имеет размер – (24×24) .

Для рамы, показанной на рисунке 1, *а*, вычислен вектор перемещений \vec{Z} :

$$\vec{Z} = [|20.31, -2.19 -180, -4.99, -28.21, 0|; |-20.31, -2.19 -180, -4.99, 28.21, 0|; |20.31, 2.19 -180, 4.99, -28.21, 0|; |-20.31, 2.19 -180, 4.99, 28.21, 0|]^T.$$

Соответствующий вектор усилий \vec{S} получит значения:

$$\vec{S} = [|-45, 0, 20.60, -6.49, -4.17, 1.67|; |-45, 0, -20.60, 6.49, -4.17, 1.67|; |-45, 0, 20.60, -6.49, 4.17, -1.67|; |-45, 0, -20.60, 6.49, 4.17, -1.67|; |-6.77, 0, 9.40, 9.40, 0, 0|; |-6.77, 0, 9.40, 9.40, 0, 0|; |1.46, 0, -3.33, -3.33, 0, 0|; |1.46, 0, -3.33, -3.33, 0, 0|].$$

Вертикальная прямая разделяет перемещения узлов 1–4 в векторе \vec{Z} и усилия в стержнях каркаса 1–8 в векторе \vec{S} , соответственно. Далее по полученным данным строятся эпюры внутренних усилий.

Сформировав с помощью общих уравнений матрицу R для рамы, показанной на рис. 1, *б*, найдем перемещения узлов и усилия в стержнях.

$$\vec{Z} = [|20.67, -16.69 -144.21, 1.76, -27.14, 0.21| ; |-20.67, 16.69 -144.21, 1.76, 27.14, -0.21| ; |19.20, 24.10 -135.79, 6.04, -22.45, -2.06|; |-19.20, 24.10 -135.79, 6.04, 22.45, 2.06|]^T.$$

$$\vec{S} = [|36.05, 0.05, -19.39, 5.82, 4.50, -5.38| ; |36.05, -0.05, 19.39, -5.82, 4.50, -5.38|; |33.95, -0.52, -15.25, 4.02, 3.00, -6.02| ; |33.95, 0.52, 15.25, -4.02, 3.00, -6.02| ; |6.89, 0.00, -9.05, -9.05, -0.07, -0.07|; |6.40, 0.00, -7.48, -7.48, 0.69, 0.69|; |-2.47, 1.56, -12.00, 14.85, 0.12, -1.64|; |-2.47, -1.56, -12.00, 14.85, -0.12, 1.64|; |18.83, -3.02, -19.35, 21.76, -8.77, 2.08|; |18.83, 3.02, -19.35, 21.76, 8.77, -2.08|]^T.$$

Естественно, что жесткость рамы, изображенной на рис. 1, *б* больше, чем рамы на рис. 1, *а*.

Заключение. Используя символьные переменные для составления матриц, можно этим методом получить функциональные зависимости для определения перемещений узлов и усилий в стержнях. Это позволяет варьировать различными параметрами в задачах оптимизации конструкции.

Выполняя расчет в программном комплексе SCAD Office 21.1.5, мы обнаружили не лучшую особенность этого комплекса: в графическом представлении результатов не показываются значения внутренних усилий на концах конечных элементов (стержнях). Однако, эти значения можно будет увидеть при просмотре таблицы усилий от каждого вида нагружения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Борисевич, А. А. Строительная механика: учеб. пособие / А. А. Борисевич, Е. М. Сидорович, В. И. Игнатюк. – Изд. 2-е. – Минск: БНТУ, 2009. – 756 с.

2. Боголюбов, А. Н. Основы математического моделирования: конспект лекций / А. Н. Боголюбов. – Москва: Физический факультет МГУ им. Ломоносова, 2001. – 180 с.

3. Звонарев, С. В. Основы математического моделирования: учеб. пособие / С. В. Звонарев. – Екатеринбург: Изд-во Урал. ун-та, 2019. – 112 с.

4. Короткий, А. И. Математическое моделирование / А. И. Короткий, Л. Г. Гальперин. – Екатеринбург: Изд-во УГТУ-УПИ, 2005. – 102 с.

5. Численное моделирование строительных конструкций и систем с использованием ЭВМ. Современные аспекты обучения. Версия 1.0 [Электронный ресурс]: конспект лекций / Н. П. Абовский [и др.]. – Электрон. дан. (5 Мб). – Красноярск: ИПК СФУ, 2008.

РАЗДЕЛ IV. ЭКОНОМИКА И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

УДК338.5:69(476)(075.8)

ББК 65.256я7

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ФИНАНСОВО- ЭКОНОМИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ НА ПОРОГЕ СТРУКТУРНОЙ ПЕРЕСТРОЙКИ

ВОДОНОСОВА Т. Н., ПОДДУБНАЯ А. Г.

Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Целью работы является развитие методики оценки финансово-экономического состояния строительных организаций и предприятий стройиндустрии. В рамках данной работы выполнена оценка финансово-экономического состояния предприятий, с выделением основных положительных и отрицательных факторов. По результатам расчётов дана сравнительная обобщающая оценка стартовых условий объединяемых организаций, её динамика. Работа позволит оценить сильные и слабые стороны предприятий в условиях предстоящей структурной перестройки системы управления.

Успех деятельности организаций и грамотное управление имеющимися ресурсами невозможны без непрерывного анализа финансово-экономического состояния этих субъектов хозяйствования. Важно рассматривать как производственное, так и финансовое состояние организации, потому что грамотная реализация производственных программ приводит к финансовому успеху, а также наоборот. Оценка эффективности ведения финансовой деятельности предприятия предполагает оценку двух ключевых составляющих: финансово-экономического потенциала и эффективности его использования [5]. В данной работе проведён анализ деятельности предприятий, готовящихся к структурной перестройке, а именно, началу работы в качестве объединённой организации.

Этапы проведения анализа финансово-экономического состояния предприятий отражены на схеме, приведённой на рис. 1.

В соответствие со схемой основные этапы:

- 1) Анализ экономического потенциала строительных организаций;
- 2) Анализ эффективности использования финансово-экономического потенциала, включая:
 - 2.1) анализ деловой активности предприятия;
 - 2.2) оценку результативности использования капитала;
- 3) Анализ качества прибыли и финансовой гибкости.



Рис. 1. Схема проведения финансово-экономического анализа строительных организаций

Каждый этап сопровождается отбором, расчётом и анализом динамики большого числа показателей. Отметим, что методика расширенного экономического анализа, которую мы использовали, аккумулирует подходы, регламентированные действующими норма-

тивными документами по анализу финансово-экономического состояния предприятия [4, 6] и методы углубленного подхода к анализу большого числа аналитических подходов.

1. Ранее нами проведён анализ экономического потенциала рассматриваемых организаций [2], который подтверждает, что в части экономического потенциала они имеют существенные различия и проблемы. Отметим главные из них:

– разнородность структуры активов: у Организации 1 – преобладание краткосрочных активов (КСА) (81,1 %), а у Организации 2 76,34 % сосредоточено в долгосрочных активах (ДСА). Проблема Организации 1 в том, что около 75 % КСА – дебиторская задолженность (ДЗ), а значит оба предприятия имеют проблемы по составу актива баланса;

– по источникам формирования капитала предприятия схожи, однако на фоне снижения объёмов работ ($I_{СМР} = 0,6801$) и уменьшения стоимости капитала Организация 1 увеличивает долю собственного капитала (СК) за счёт уставного фонда (УФ) и реинвестированной прибыли (ДК). У Организации 2 наблюдаем рост недоделанных работ в СК, а также ещё более резкое падение объёмов ($I_{СМР} = 0,3691$);

– в части имущественного положения отметим, что в Организации 1 происходит сбалансированное с падением объёмов работ сокращение общего авансированного капитала (АК) ($I_{АК} = 0,6702$), в то время как в Организации 2 стоимость капитала снижается значительно медленнее объёмов ($I_{АК} = 0,8891$). Качество основных средств (ОС) Организации 1 продолжает ухудшаться, а Организация 2 проводит обновление, что при падении заказов затрудняет возможность возврата вложенных средств;

– платёжеспособность Организации 1 снижается, а Организация 2 не имеет собственных оборотных средств (СОС) и попадает в зону рискованных значений оценки реальной платёжеспособности;

– по части самостоятельности предприятий также есть вопросы, ведь у Организации 1 увеличивается значение коэффициента автономии (Кавт) в результате более быстрого сокращения привлечённых средств (ПК), что требует роста СОС у данного предприятия, чего не происходит ($I_{СОС} = 0,9357$). В Организации 2 снижается размер реальных составляющих СК, повышаются риски контрагентов при сотрудничестве с предприятием.

Таким образом, потенциал Организации 1 снижается, всё же находясь на грани допустимого, но у Организации 2 происходит быстрое действительное его ухудшение.

2. В работе мы рассмотрим результаты экономического анализа второго этапа оценки финансово-экономического состояния, а именно анализ экономической эффективности использования потенциала рассматриваемых предприятий. Здесь выделим 2 этапа.

2.1. Анализ деловой активности предприятий

Эффективность деятельности предприятия находится в тесной зависимости с размером вложенных ресурсов для его работы, а также с их потреблением в ходе производственного цикла. Ресурсы, вложенные в предприятие, отражаются в его производственной деловой активности, а затраты на производство отражены в финансовой деловой активности рассматриваемого предприятия. [3]

Оценить деловую активность рассматриваемых организаций поможет ряд коэффициентов, состав которых может различаться. Показатели представлены в табл. 1. В первой строке отражены данные по Организации 1, во второй – по Организации 2. Так будет и в следующих таблицах.

Таблица 1

Показатели оценки деловой активности Организаций 1, 2

№ п/п	Показатель	Расчётная формула	Значения		Отклонения	
			База	Отчет	Δ	Ид
ПРОИЗВОДСТВЕННАЯ ДЕЛОВАЯ АКТИВНОСТЬ						
1	Выручка от реализации	форма отчётности № 2	47 387,3	32 227	-15 160,3	0,68
			639,32	236	-403,32	0,37
2	Общая прибыль		3246,76	-2053	-5299,76	0,39
			-1710,92	-462	1248,92	3,70
3	Чистая прибыль		1217,3	-304	-1521,30	0,2
4	Зарплатоотдача		Выручка / ФЗП	11,887	10,699	-1,19
		0,084		0,0501	-0,03	0,59
5	Фондоотдача	Выручка / ОС	18,065	14,982	-3,08	0,83
			0,032	0,008	-0,02	0,25
6	Материалоотдача	Выручка / МЗ	1,899	1,692	-0,21	0,89
			0,850	2,338	1,49	2,75
7	Загатоотдача	Выручка / с/с	1,096	0,959	-0,14	0,88
			0,527	0,707	0,18	1,34

Окончание табл. 1

ФИНАНСОВАЯ ДЕЛОВАЯ АКТИВНОСТЬ						
8	Оборачиваемость пр-венных запасов (в кол-ве оборотов), Nz	с/с / Запасы	17,97	18,47	0,50	1,03
			0,39	0,09	-0,03	0,24
9	Продолжит-ть оборота запасов, ТтмцОБ	Запасы / с/с * 360	20,033	19,488	-0,55	0,97
			924,272	3854,371	2930,1	4,17
10	Оборачиваемость ДЗ (в кол-ве оборотов), Nдебит	Выручка / ДЗ	5,13	5,90	0,77	1,15
			0,098	0,075	-0,02	0,77
11	Продолжит-ть оборота ДЗ (в днях), Тдз	ДЗ / Выручка * 360	70,17	60,97	-9,20	0,87
			3670,76	4786,78	1116,02	1,30
12	Оборачиваемость кредиторской задолженности (в кол-ве оборотов), Nдз	с/с / КСО	5,13	7,80	2,67	1,52
			0,095	0,028	-0,07	0,3
13	Продолжит-ть оборота кредиторской задолженности (в днях), Ткз	КСО / с/с * 360	70,14	46,15	-23,99	0,66
			3811,47	12808,02	8996,56	3,36
14	Длительность операционного цикла (оборота), Ткз дней	Ттмц + Тдз	90,205	80,458	-9,75	0,89
			4595,037	8641,151	4046,11	1,88
15	Длительность финансового цикла (оборота), Тфин в днях	Топер – Ткредит	20,065	34,305	14,24	1,71
			783,57	-4166,87	-4950,44	0,84
16	Оборачиваемость СК	Выручка / СК	7,95	6,04	-1,91	0,76
			0,029	0,012	-0,017	0,42
17	Оборачиваемость АК	Выручка / АК	3,294	3,342	0,049	1,01
			0,015	0,006	-0,009	0,42
18	Оборачиваемость КСА (оборотного капитала)	Выручка / КСА	4,061	4,390	0,328	1,08
			0,065	0,035	-0,03	0,54

Расшифровка использованных в табл. 1 обозначений: ФЗП – фонд заработной платы, МЗ – материальные затраты, с/с – себестоимость, КСО – краткосрочные обязательства.

Исходя из принципов ведения бизнеса, показатели производственной деловой активности должны показывать стабильный рост. Что касается финансовой деловой активности, то все показатели длительности должны снижаться, а оборачиваемость ускоряться.

Таким образом, получившаяся динамика показателей отражает крайне неудовлетворительное состояние обеих организаций: у Организации 1 снижаются абсолютно все показатели, в то время как у Организации 2 лишь материалоотдача и затратноотдача показывают рост ($I_{\text{мо}}=2,75$, $I_{\text{зо}}=1,34$). С финансовой деловой активностью дела обстоят совершенно наоборот: Организация 1 показывает положительный результат по всем показателям, за исключением длительности финансового цикла ($I_{\text{фин.ц.}}=1,71$) и оборачиваемости СК ($I_{\text{ск}}=0,76$), которые, как было отмечено выше, должны демонстрировать иную динамику для определения положительной. У Организации 2 по части финансовой деловой активности всё отрицательно: показатели, которые должны увеличиваться, – уменьшаются, и наоборот.

То есть обе организации демонстрируют отрицательную коэффициентную динамику деловой активности. Для уточнения оценки мы провели факторный анализ ключевых показателей финансовой деловой активности с последующей уточнённой оценкой влияния факторов на деловую активность.

Наиболее значительной является динамика оборачиваемости собственного капитала, факторный анализ которого по Организациям 1 и 2 отражён в табл. 2 и проводится по следующей формуле:

$$K_{\text{об(ск)}} = \frac{\text{Выручка}}{\text{УФ} + \text{ДК} + \text{ДчФ}}, \quad (2.1)$$

где Выручка – выручка от реализации товаров, работ, услуг;
ДчФ – добавочный фонд.

Таблица 2

Оценка оборачиваемости собственного капитала
для Организаций 1, 2

Аргументы / Факторы	Коб (ск), i	ΔКоб (ск)	Оценка динамики деловой активности			
			Iv	Ипок i	ΔI	результат
0. Базовая строка	7,951	–				
	0,029	–				
1. Δ Выручки	5,407	–2,544	0,68	0,68	0	–2,544
	0,011	–0,018	0,369	0,369	0	–0,018
2. Δ УФ	5,507	0,100	0,68	0,94	–0,259	–0,026
	0,011	0,0004	0,369	0,939	–0,570	0,0002
3. Δ ДК	6,077	0,570	0,68	0,83	–0,150	–0,085
	0,012	0,001	0,369	0,079	0,290	0,0004
4. Δ ДчФ	6,042	–0,036	0,68	1,03	–0,352	–0,013
	0,012	0,000	0,369	1,074	–0,705	0,0003
СДФ		–1,909				–2,667
		–0,0167				–0,0174

Примечание: Δ в табл. 2 и последующих обозначает «Изменение».

При оценке оборачиваемости СК организаций замечаем разницу в реальной динамике деловой активности, которая у обеих организаций снижается более стремительно, чем по коэффициентной оценке за счёт замедленного снижения УФ, а у Организации 2 это снижение чуть замедляется более резким по сравнению с объёмом работ снижением ДК организации. Динамика деловой активности является неудовлетворительной.

Далее переходим к следующему этапу – оценку эффективности использования потенциала организации.

2.2. Оценить эффективность работы предприятия помогают показатели рентабельности, но их особенность состоит в том, что они являются ретроспективными, что не позволяет утверждать наличие таких же результатов в будущих периодах. В любом случае собственнику бизнеса выгоден рост прибыли предприятия, однако это требует вложений в качественную технику, повышение квалификации сотрудников, а значит значительных затрат. Таким образом, в

некоторые периоды рентабельность организаций может показывать снижение [1].

Показатели оценки рентабельности отразим в табл. 3.

Таблица 3

Динамика показателей оценки рентабельности Организаций 1 и 2

№ п/п	Показатель	Расчётная формула	Значения		Отклонения	
			База	Отчет	Δ	Ид
1	Рентабельность продаж	Побщ / Выручка	0,069	-0,064	-0,132	0,482
			-2,676	-1,958	0,719	1,367
2	Рентабельность СМР (затрат)	Псмр / с/с	0,096	-0,041	-0,137	0,299
			-0,473	-0,293	0,180	1,612
3	Рентабельность АК по общей прибыли	Побщ / АК	0,226	-0,213	-0,439	0,486
			-0,041	-0,013	0,029	3,293
4	Рентабельность СК по общей прибыли	Побщ / СК	0,545	-0,385	-0,930	0,414
			-0,076	-0,023	0,053	3,290

Как видим, Организация 1 в отчётном периоде перестаёт получать прибыль и начинает нести убытки. В Организации 2 наблюдаем ситуацию снижения убытков ($Ид > 1$).

Для выявления причин негативных тенденций в рентабельности мы использовали прямую факторную модель рентабельности капитала организаций (см. табл. 4) и модифицированную формулу Дюпона. С нашей точки зрения наиболее интересен результат анализа соотношения показателей по формулам Дюпона (см. табл. 5):

1. Прямая факторная модель рентабельности авансированного капитала по активу (отечественная модель):

$$K_{РАК} = \frac{\text{Выручка}(1 - УС) + П_{птд} + П_{ид} + П_{фд}}{СК + ПК}, \quad (2.2)$$

где УС – уровень себестоимости;

$П_{птд}$ – прибыль от прочей текущей деятельности;

$П_{ид}$ – прибыль от инвестиционной деятельности;

$П_{фд}$ – прибыль от финансовой деятельности.

2. Первая формула Дюпона – рентабельность АК:

$$РАК = P_{ПРОД} \cdot O_{СК} \cdot K_{авт}, \quad (2.3)$$

где $R_{\text{прод}}$ – рентабельность продаж (частное от деления общей прибыли и выручки);

Оск – оборачиваемость СК.

3. Вторая формула Дюпона – рентабельность СК:

$$PCK = R_{\text{ПРОД}} \cdot O_{\text{ак}} \cdot K_{\text{авт}}, \quad (2.4)$$

где $O_{\text{ак}}$ – оборачиваемость авансированного капитала.

Отечественная модель позволила нам увидеть, что у Организации 1 проиграна рентабельность продаж в большей степени за счёт УС, а Организация 2 смогла снизить убытки своей деятельности, выиграв в рентабельности продаж уже за счёт объёмов работ (выручки).

Таблица 4

Прямая факторная модель рентабельности авансированного капитала по активу Организаций 1 и 2

Аргументы / Факторы	Выруч-ка	УС	Пптд	Пид	Пфд	СК	ПК	Крак	ΔКрак
0. Базовая строка	47 387,3	0,913	-895,8	5,645	0	5960,1	8 426,6	0,226	-
	639,32	1,897	-1329	13,85	178	22 408,3	19 050	-0,041	-
1. Δ Выручки	32 227	0,913	-895,8	5,645	0	5 960,1	8 426,6	0,134	-0,0920
	236	1,897	-1329	13,85	178	22 408,3	19 050	-0,033	0,0087
2. Δ УС	32 227	1,043	-895,8	5,645	0	5 960,1	8 426,6	-0,158	-0,2912
	236	1,415	-1329	13,85	178	22 408,3	19 050	-0,030	0,0027
3. Δ Пптд	32 227	1,043	-680	5,645	0	5 960,1	8 426,6	-0,143	0,0150
	236	1,415	-958	13,85	178	22 408,3	19 050	-0,021	0,0089
4. Δ Пид	32 227	1,043	-680	3	0	5 960,1	8 426,6	-0,143	-0,0002
	236	1,415	-958	471	178	22 408,3	19 050	-0,010	0,0110
5. Δ Пфд	32 227	1,043	-680	3	0	5 960,1	8 426,6	-0,143	0,0000
	236	1,415	-958	471	123	22 408,3	19 050	-0,011	-0,0013
6. Δ СК	32 227	1,043	-680	3	0	5 334	8 426,6	-0,149	-0,0065
	236	1,415	-958	471	123	19 909	19 050	-0,012	-0,0007
7. Δ ПК	32 227	1,043	-680	3	0	5 334	4 308	-0,213	-0,0637
	236	1,415	-958	471	123	19 909	16 952	-0,013	-0,0007
СДФ									-0,4386
									0,0287

Факторный анализ рентабельности авансированного и
собственного капитала Организаций 1, 2

Аргументы / Факторы	ΔРАК	Аргументы / Факторы	ΔРСК
1. Δ Рпрод	-0,4355	1. Δ Рпрод	-0,8892
	0,0111		0,0557
2. Δ Оск	0,0504	2. Δ Оак	0,0
	00176		0,0
3. Δ Кавт	-0,0535	3. Δ Кавт	-0,0404
	-00000092		-0,0026
СДФ	-0,4386	СДФ	-0,9296
	0,0287		0,0531

Источник табл. 1–5: собственная разработка автора.

Помимо общей динамики рентабельности, формулы Дюпона позволяют увидеть динамику борьбы за рентабельность продаж в первой строке анализа: у Организации 1 она проиграна, а у Организации 2 продукция начинает приносить меньшие убытки, что по динамике сопоставимо с результатами анализа по отечественной модели (см. табл. 4). Также формулы показывают, возросли или снизились риски предприятий в рассматриваемых периодах от сочетания своего и чужого капитала (третья строка анализа). Однако для уточнения оценки необходимо рассчитать показатель эффекта финансового рычага в разделе оценки рисков, чего в рамках этой работы не выполняем.

Проблемным фактором Организации 1 стали условно-постоянные затраты, которые снизились значительно медленнее объемов работ ($I_{зпост} = 0,8876$), что и привело к неоправданно высоким затратам на содержание зданий и сооружений предприятия. Организация 2, наоборот, смогла сократить объем условно-постоянных затрат чуть быстрее объема работ ($I_{зпост} = 0,301$), что благоприятно повлияло на снижение убытков по производству продукции.

Важность проведения анализа финансово-экономического положения каждого предприятия подтверждается возможностью в результате исследований принимать качественные управленческие решения, позволяющие повысить экономическую эффективность функционирования предприятия.

Отметим, что в результате, выявлены серьёзные финансовые проблемы у обеих организаций. Во-первых, во время стремительного уменьшения объёмов Организация 2 продолжает балансировать на грани приемлемого потенциала, однако показывает динамику его снижения. Во-вторых, деловая активность обеих организаций снижается значительно быстрее, чем показывает коэффициентная оценка: $-2,667$ против $-1,909$ у Организации 1, $-0,0174$ против $-0,0167$ у Организации 2. В-третьих, капитал организаций используется неэффективно, ведь Организация 1 начинает нести убытки в отчётном периоде ($Ид = 0,482$), Организация 2 немного всё же снижает объём своих убытков ($Ид = 1,367$). Таким образом, правомерен вывод о несвоевременности организационного маневра по объединению контрагентов, т. к. ухудшился не только потенциал организаций, но и результативность его использования.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бригхэм Ю., Хьюстон Дж. Финансовый менеджмент. 7-е изд. / Пер. с англ. – СПб: Питер. 2019. – 592 с.

2. Водоносва, Т. Н. Анализ финансового положения строительных организаций при изменении их организационно-управленческой структуры / Т. Н. Водоносва, А. Г. Поддубная // Экономика строительного комплекса и городского хозяйства: материалы международной научно-практической конференции, (Минск 3–6 декабря). – Минск: БНТУ, 2019. – С. 44–58.

3. Водоносва Т. Н. Развитие методики экономического анализа строительных организаций. Перспективы развития и организационно-экономические проблемы управления производством.: Материалы Международной научно-технической конференции в 2-х томах. Том 1. Белорусский национальный технический университет. – Минск: Право и экономика. 2015. – С. 110–120.

4. Инструкция о порядке расчета коэффициентов платежеспособности и проведения анализа финансового состояния и платежеспособности субъектов хозяйствования. Постановление министерства финансов и министерства экономики Республики Беларусь № 140/206 от 27.12.2011 г. / Зарегистрировано в НРПА 7.02.2012 г. № 8/24865.

5. Ковалёв В. В. Финансовый анализ: Управление капиталом. Выбор инвестиций. Анализ отчётности. – М. Финансы и статистика. 2007. – 512 с.

6. Об определении критериев оценки платежеспособности субъектов хозяйствования. Постановление Совета Министров Республики Беларусь № 1672 от 12.12.2011г. (зарегистрировано в НРПА РБ 2011 г. № 140, 5/34926) в редакции постановления № 48 от 22.01.2016 г. (зарегистрировано в НРПА РБ 2016г. № 5/41599).

УДК338.5:69(476)(075.8)

ББК 65.256я7

ПРИМЕНЕНИЕ ЭКОНОМИКО-МАТЕМАТИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ В ОЦЕНКЕ ФИНАНСОВОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ

ВОДОНОСОВА Т. Н., КОВАЛЬЧУК Т. С.

Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

Экономическая модель развития, принятая в Республике Беларусь, предполагает переход к рыночной экономике. В таких условиях существенно возрос интерес всех участников бизнес-процесса к объективной и достоверной информации о финансовом состоянии, рентабельности и деловой активности предприятий-контрагентов. Все субъекты рыночных отношений заинтересованы в однозначной оценке конкурентоспособности и надежности своих партнеров. В последние годы строительная отрасль испытывает сильнейшие кризисные воздействия и интерес к оценке финансового состояния любого контрагента на рынке строительных работ и услуг постоянно возрастает.

В Республике Беларусь применяется единый методический подход к анализу финансово-экономического состояния субъектов хозяйствования. Оценка организации производится в ходе реализации регламентированных нормативными документами процедур, включающих сравнение ряда расчетных коэффициентов с их нормативными значениями [5, 6]. Данная методика позволяет быстро дать

оценку финансового состояния строительной организации, но при этом она имеет целый ряд существенных недостатков.

Стоит отметить, что нормативная методика не позволяет достоверно оценить динамику срочной платежеспособности и финансовой устойчивости, т. к. динамика рассматриваемых коэффициентов в большинстве случаев не отражает изменения соответствующих качественных оценок. Во-вторых, нетрудно заметить, что границы норм прописаны неоднозначно и, в ряде случаев, противоречат друг другу. Для того, чтобы исключить неоднозначность оценки финансового состояния строительной организации, необходимо применять расширенную методику оценки финансово-экономического состояния. Наиболее полной версией расширенной методики экономического анализа любого субъекта хозяйствования является методика комплексного экономического анализа. Разработке этой методики посвящены труды ученых-экономистов: Ковалева В. В., Шеремета А. Д., Баканова М. И., Сайфулина Р. С., Маркарьян Э. А., Савицкой Г. В. и др.

Комплексный анализ финансово-экономического состояния, основывающийся на построении и системном анализе групп показателей, которые отражают все важные стороны деятельности строительной организации, является базой, по которой в дальнейшем принимаются решения и разрабатывается финансовая политика строительной организации. При всех достоинствах комплексного подхода, эта методика является весьма трудоёмкой и требует привлечения большого количества документов отчетности, содержащих конфиденциальные сведения, массивов данных, отражающих характеристики нескольких временных периодов с соблюдением необходимых требований сопоставимости и т. п. Нами предложен подход, связанный с применением расширенной методики анализа финансово-экономического состояния строительной организации, основанный на двух-стадийной оценке экономического потенциала объекта анализа и эффективности его использования. Расширенная методика сочетает подход, регламентированный нормативными документами по анализу, с рядом приемов и методов, позволяющих устранить неопределенность оценки финансово-экономического состояния объекта анализа.

Диагностический анализ финансового состояния строительной организации важно начинать с анализа финансово-экономического

потенциала и лишь затем переходить к анализу эффективности его использования. Это связано с особенностями формирования и использования экономического потенциала во времени. Как отмечалось выше, расширенная методика интегрирует подходы, регламентированные нормативными актами и существенно их дополняет. При этом характеристики экономического потенциала выступают в качестве границ, установленных нормативными документами, а характеристики эффективности должны стремиться к максимальному значению [1, 2, 3].

В свою очередь, анализ финансово-экономического потенциала включает следующие этапы:

- Анализ имущественного потенциала;
- Анализ срочной платежеспособности;
- Анализ динамики структуры капитала и финансовой устойчивости.

Анализ эффективности использования финансово-экономического потенциала включает этапы:

- Анализ деловой активности;
- Анализ результативности использования капитала;
- Анализ качества прибыли и финансовой гибкости организации.

Отличительной особенностью расширенной методики оценки финансово-экономического состояния строительной организации является применение методов факторного анализа динамики основных аналитических коэффициентов, что позволяет не только ранжировать факторы по направлению и силе их воздействия на результативный показатель, но и скорректировать динамику качественной оценки, сделать её более обоснованной, т. е. убрать неоднозначность.

В заключение ещё раз отметим, что расширенная методика анализа в процессе её реализации включает этап расчета характеристик, регламентированных нормативными документами, но из-за значительно большего количества показателей, рассматриваемых, к тому же, в контексте факторного анализа с последующей корректировкой их действия на результат, проведение данного анализа очень трудоемкий и длительный процесс. К тому же, остается открытым вопрос системной оценки динамики различных сторон финансово-экономического состояния организации. Как следствие, возрастает потребность в использовании методик, которые позволили бы по-

лучить быструю и однозначную оценку финансового состояния любого контрагента на строительном рынке.

В мировой практике широкую популярность методы критериального анализа финансового состояния предприятий получили в связи с кризисными явлениями на определенных этапах развития рыночной экономики. Периодичность кризисов также, в свою очередь, обусловила необходимость быстрой и однозначной оценки финансово-экономического состояния субъекта хозяйствования.

Достоинством данного подхода является относительная простота и быстрота расчета характеристик экономико-математической модели и получения качественной оценки финансово состояния организации.

На сегодняшний день разработано достаточно большое число специальных показателей, методов и моделей, которые можно использовать для оценки финансового состояния строительных организаций, однако, использование экономико-математических критериев наталкивается на ряд трудностей.

Существуют условия, препятствующие использованию западных и российских методик кризисного прогнозирования на строительных предприятиях Республики Беларусь. В частности, нельзя использовать зарубежные методики для оценки финансового состояния белорусских строительных организаций без их предварительной корректировки, поскольку они не учитывают сложившуюся в республике экономическую ситуацию, особенности ценообразования, специфику технологических укладов, волновой характер инфляционных процессов, технико-экономические условия строительства.

Решением данной проблемы стала разработка индивидуальной модели кризисного прогнозирования для предприятий строительной отрасли с учетом специфики экономики Республики Беларусь и разработанных методических рекомендаций. Однако и в данной ситуации есть ряд трудностей, усложняющих реализацию рассматриваемого подхода. Прежде всего, большинство экономико-математических критериев оценивают вероятность банкротства предприятия. Но банкротство – завершающая стадия финансового кризиса субъекта хозяйствования. На наш взгляд, оценка должна улавливать и более ранние стадии кризисного состояния, зонировать их, чего пока не происходит.

В данной работе на основании проведенных нами расчетов и исследований мы сформулировали ряд предложений по совершенствованию методики анализа финансового состояния строительной организации с применением критериальных подходов

Во-первых, для оценки применимости экономико-математических моделей, отражающих динамику финансово-экономического состояния строительных организаций необходимо протестировать его качество на примере ряда организаций-представителей с использованием расширенной методики диагностики. Полученные таким образом оценки финансово-экономического состояния организаций служат основой формирования т.н. зон его качественной оценки на пути движения организации от устойчивого экономического состояния к заключительной стадии финансового кризиса. Для этого были проанализированы документы бухгалтерской и статистической отчетности большого количества организаций строительной отрасли, осуществлявших свою деятельность в пределах Республики Беларусь.

В ходе исследования были отобраны 10 строительных организаций-представителей, имеющих различные характеристики финансового состояния и осуществлявших свою деятельность в пределах Республики Беларусь.

По результатам проверки ряда нормативных показателей и после проведения диагностического анализа финансово-экономического состояния строительных организаций-представителей была дана качественная характеристика каждой организации. Также на основании изучения документов отчетности и расчетных финансово-экономических характеристик большого числа строительных организации мы сформировали четыре зоны качественной оценки их финансово-экономического состояния:

– Строительная организация с удовлетворительной оценкой финансового потенциала и положительной динамикой характеристик эффективности его использования. Спокойное финансово-экономическое состояние. (Зона 1. Наибольшее удаление от кризиса);

– Строительная организация с удовлетворительной оценкой финансового потенциала и отрицательной динамикой характеристик эффективности его использования (Зона 2. Начало движения к кризису);

– Строительная организация с неудовлетворительной оценкой финансового состояния с положительной динамикой характеристик

эффективности (Зона 3. Кризисное состояние с тенденцией его преодоления);

– Строительная организация с неудовлетворительной оценкой финансового состояния с отрицательной динамикой характеристик эффективности (Зона 4. Кризисное состояние с высокой вероятностью банкротства).

По результатам анализа в первой зоне у нас оказалось две строительных организации, во второй зоне - четыре строительных организации, в третьей- три строительных организации, в четвертой – одна.

Во-вторых, при проведении критериального анализа необходимо выявить модели, адекватно оценивающие финансовое состояние строительной организации и его динамику.

Далее необходимо было выяснить, какие модели достоверно оценивают финансово экономическое состояние организаций-представителей. Критерием достоверности, как отмечалось, служили проведенные нами ранее оценки финансового состояния, полученные в ходе его диагностики по расширенной методике, включающей всестороннюю характеристику как экономического потенциала организации, так и эффективности его использования.

Среди большого числа изученных нами экономико-математических моделей мы отобрали пять ключевых: традиционную классическую модель, широко применяемую в развитой рыночной экономике США, модель, разработанную и применяемую в условиях рыночной экономики России и модели, разработанные в Республике Польша, а также разработанную нами экономико-математическую модель. Американские модели прогнозирования банкротства являются наиболее известными и часто используемыми в практике анализа финансового состояния. Однако, мы считаем, что также необходимо рассмотреть и российские модели, так как между странами существует тесные экономические связи. Польские модели требуют глубокого изучения, т. к. переход польской экономики к рыночной модели функционирования сопровождался жестким отбором и конкуренцией, в том числе, и на строительном рынке.

В ходе работы мы использовали пять видов экономико-математических моделей: пятифакторную модель Альтмана, модель Жданова В., модель Погоджинска М. и Соаяк С., модель Дороти Хадашик и собственную модель.

1. Пятифакторная модель Альтмана (Z-scoremodel). В 1968 г. американский ученый Эдвард Альтман, построил Z-модель, состоящую из 5 факторов. В основу он положил исходные данные 66 американских организаций периода 1946–1965 гг., половина из которых стала банкротами, а вторая половина осталась финансово устойчивыми [7].

Описываемая модель выглядит следующим образом:

$$Z = 3,3X_1 + 1,0X_2 + 0,6X_3 + 1,4X_4 + 1,2X_5, \quad (1.1)$$

где X_1 – общая прибыль, деленная на активы;

X_2 – выручка, деленная на активы;

X_3 – рыночная стоимость акций, деленная на привлеченный капитал;

X_4 – нераспределенная прибыль, деленная на активы;

X_5 – оборотный капитал, деленный на активы.

Если показатель ниже значения 1,81, то вероятность банкротства характеризовалась как высокая, а если более 2,99 – низкая. Диапазон значений от 1,81 до 2,99 характеризовался как зона неопределенности [7].

2. Модель Жданова[4]. В 2012 году была разработана модель для оценки вероятности банкротства промышленных предприятий. Для построения брались предприятия авиационно-промышленного комплекса России. Выборка состояла из 40 предприятий (20 из которых стали банкротами, а 20 остались финансово устойчивыми в период с 2000 по 2010 гг.). В состав модели входит 5 основных финансовых коэффициентов, отобранных с помощью корреляционно-го анализа.

Описываемая модель выглядит следующим образом (формула (1.2)):

$$Z = 1 / (1 + e^{(4,32 + 1,25 * X_1 + 0,12 * X_2 + 0,07 * X_3 + 0,34 * X_4 + 2,17 * X_5)}), \quad (1.2)$$

где X_1 – коэффициент рентабельности оборотных активов;

X_2 – коэффициент капитализации;

X_3 – коэффициент соотношения мобильных и иммобилизованных активов;

X_4 – коэффициент оборачиваемости активов;

X_5 – коэффициент текущей ликвидности.

При значении $Z > 0,8$ прогнозируется очень высокий риск банкротства, $0,5 < Z \leq 0,8$ – высокий риск банкротства, $0,2 < Z \leq 0,5$ – риск банкротства ниже среднего, $Z \leq 0,2$ – очень низкий риск банкротства.

3. Модель Погоджинска М. и Сояк С. [9]. Погоджинска М. и Сояк С. (M. Pogodzińska, S. Sojak) были одними из первых, кто провели исследование о применении дискриминантного анализа для прогнозирования банкротства предприятий в Польше. Анализ проводился на основе данных 10 компаний. Четыре из них были промышленными предприятиями, два – торговой отрасли, два – сельскохозяйственной отрасли, две – строительные организации. Четыре организации из десяти находились в устойчивом экономическом положении, а шесть оставшихся потерпели крах. На основе полученных данных была разработана модель в следующей форме (формула (1.3)):

$$Z = 0,644741*(X1 - X2)/X3 + 0,912304*X4/X5, \quad (1.3)$$

где $X1$ – оборотные активы;

$X2$ – материальные оборотные активы;

$X3$ – краткосрочные обязательства;

$X4$ – валовая прибыль;

$X5$ – выручка от реализации;

Для данной модели если $Z > 0$, фирма имеет хорошее финансовое состояние, в тоже время, когда $Z < 0$, компания находится под угрозой банкротства.

4. Модель Дороти Хадашик [8]. Примером модели дискриминантного анализа с большим количеством параметров является модель Дороти Хадашик (Doroty Hadasik).

В данной работе автор опубликовал девять различных дискриминационных моделей. Данные модели были построены на основании данных фирм, находящихся в хорошем экономическом состоянии и предприятий, под угрозой банкротства. Данные компании не были однородными, они имели разные формы собственности, были также разнообразны по размеру.

Наибольшую прогнозную способность проявила следующая модель (формула (1.4)):

$$Z = 2,3626 + 0,3654 \cdot X1/X2 - 0,7655 \cdot (X1-X3)/X2 - \\ - 2,4043 \cdot X4/X5 + 1,5908 \cdot (X1-X6)/X7 + \\ + 0,0023 \cdot X8/X9 - 0,0128 \cdot X3/X9, \quad (1.4)$$

где X1 – чистые текущие активы;
X2 – текущие обязательства (краткосрочные);
X3 – запасы (материальные оборотные активы);
X4 – общая сумма обязательств;
X5 – общая сумма активов (совокупные активы);
X6 – краткосрочные обязательства;
X7 – общая сумма пассивов;
X8 – дебиторская задолженность;
X9 – выручка от реализации

Для определения риска банкротства ноль является предельным значением: выше нуля – риск отсутствует, чем ниже нуля, тем хуже финансовая ситуация в компании.

5. Собственная экономико-математическая модель. Модель имеет следующий вид (формула (1.5)):

$$Z = 0,089 \cdot X1 + 0,193 \cdot X2 + 0,870 \cdot X3 + 0,145 \cdot X4 + 4,076 \cdot X5, \quad (1.5)$$

где X1 – отношение выручки к сумме активов;
X2 – отношение собственного капитала к привлеченному;
X3 – отношение добавленного капитала к сумме активов;
X4 – коэффициент текущей ликвидности;
X5 – отношение прибыли от реализации к выручке от реализации;

Значение критерия Z должно быть более 1.

Результаты тестирования моделей на строительных организациях выборки представлены в табл. 1, 2.

Таблица 1

Результаты апробации моделей анализа финансово-экономического состояния строительных организаций

Организация	Качественная оценка	Модели	Модель Альтмана	Погоджинска и С.Соляк	Модель В.Жданова	Модель Д. Хадашик	Собственная модель
		Характеристика диапазонов	Значение < 1,81, то вероятность банкротства очень велика, (1,81; 2,675) – вероятность банкротства средняя; 2,675 – вероятность равна 0,5; (2,675; 2,99) – вероятность невелика; > 2,99 – вероятность банкротства ничтожна.	Значение > 0 – нет риска банкротства, серая область от – 0,454 до 0,090	Z > 0,8 – очень высокий риск банкротства, 0,5 < Z ≤ 0,8 – высокий риск банкротства, 0,2 < Z ≤ 0,5 – риск ниже среднего, Z ≤ 0,2 – очень низкий риск банкротства	Значение > 0 – нет риска банкротства	Значение показателя Z < 1, то вероятность банкротства предприятия высокая, если Z > 1 – вероятность низкая
А	Зона 4	Значение	2,404	0,4874	0,5153	0,5949	0,9908
		Оценка	Зона 3	Зона 2	Зона 3	Зона 2	Зона 4
В	Зона 3	Значение	3,276	0,6154	0,5418	0,8520	1,0952
		Оценка	Зона 1	Зона 2	Зона 3	Зона 2	Зона 3
С	Зона 1	Значение	4,729	1,2800	0,2719	1,7036	3,1573
		Оценка	Зона 1	Зона 2	Зона 2	Зона 2	Зона 1
D	Зона 2	Значение	6,557	1,8716	0,0020	2,3311	4,8950
		Оценка	Зона 1	Зона 1	Зона 1	Зона 1	Зона 1
E	Зона 2	Значение	7,106	1,5326	0,0012	2,7060	4,9450
		Оценка	Зона 1	Зона 2	Зона 1	Зона 1	Зона 1
F	Зона 3	Значение	3,244	0,5911	0,6820	0,6936	0,8647
		Оценка	Зона 1	Зона 2	Зона 3	Зона 2	Зона 4
G	Зона 3	Значение	6,381	0,5765	0,5917	0,7511	1,4125
		Оценка	Зона 1	Зона 2	Зона 3	Зона 2	Зона 3
H	Зона 2	Значение	2,892	1,0353	0,3333	1,1540	1,6318
		Оценка	Зона 2	Зона 2	Зона 2	Зона 2	Зона 2
I	Зона 2	Значение	2,712	0,4376	0,3260	2,0117	1,9273
		Оценка	Зона 2	Зона 3	Зона 2	Зона 1	Зона 2
J	Зона 4	Значение	3,302	0,3354	1,0973	1,0540	5,4580
		Оценка	Зона 1	Зона 3	Зона 4	Зона 2	Зона 1

Источник: собственная разработка автора.

Таблица 2

Соотношение результатов диагностики и критериальных оценок финансового состояния строительных организаций-представителей

Соотношение критериальных оценок / Название организации	Z-счет Альтмана (ОАО)	Модель М. Погоджинска С. Сояк	Модель В. Жданова	Модель Д. Хадашик	Соб- ственная модель
A	-	-	-	-	+
B	-	-	+	-	+
C	+	-	-	-	+
D	-	-	-	-	-
E	-	+	-	+	-
F	-	-	+	-	-
G	-	-	+	-	+
H	+	+	+	+	+
I	+	-	+	-	+
J	-	-	+	-	-

Источник: собственная разработка автора.

Анализируя результаты тестирования стоит отметить, что сопоставление формальных аналитических оценок с оценками, полученных в ходе развернутого экономического анализа выявило массу несовпадений. То, что по критериальным моделям, свидетельствует о стабильном финансовом состоянии, при подробном рассмотрении говорит о неустойчивом состоянии строительной организации. Протестировав пять моделей прогнозирования финансово-экономического состояния организаций, можно сделать вывод, что не все пригодны для использования в наших условиях. Тем не менее, такие модели, как модель В. Жданова и собственная модель, дали оценку динамики финансово-экономического состояния организаций, совпадающую с проведенной ранее комплексной оценкой, и могут использоваться для прогнозирования финансового положения строительных организаций.

В-третьих, установить численные диапазоны значений отобранных критериев, соответственно указанным зонам качественной оценки.

При тестировании зарубежных критериальных моделей на отечественных предприятиях мы сталкиваемся с проблемой: заданные диапазоны оценок не всегда совпадают с реальными значениями. Для более качественной и однозначной оценки финансового состояния строительных организаций необходимо внести правки в диапазоны оценок. Так для модели В. Жданова были внесены правки в диапазоны оценок, что привело к следующим результатам:

- Зона 1 – $Z \leq 0,07$
- Зона 2 – $0,07 \leq Z \leq 0,3$
- Зона 3 – $0,03 \leq Z \leq 0,5$
- Зона 4 – $Z \geq 0,5$

Таким образом, можно сделать вывод, что использованию экономико-математических моделей финансового состояния строительных организаций должна предшествовать большая подготовительная работа по оценке достоверности модели, установлению или проверке диапазонов качественного разграничения оценок и возможной корректировки значений модели. При условии проведения этих подготовительных этапов существенно упрощается диагностика финансового состояния строительной организации. Установленные диапазоны позволяют дать качественную оценку финансового состояния строительной организации. Кроме того, методика критериального анализа позволяет заказчику быстро и неоднократно оценить финансовое состояние при выборе подрядчика на конкурсной основе.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Водоносова Т. Н. «Применение кризис-прогнозных моделей в финансово-экономическом анализе»/ Водоносова Т. Н., Жук Н. А., Кишкевич Е. В./ Материалы Международной научно-практической конференции «Экономика строительного комплекса и городского хозяйства». Минск, 5–8 декабря 2017 г. – Мн. БНТУ. – 2018. – С. 90–94.

2. Водоносова Т. Н. «Развитие методики экономического анализа строительных организаций». – Перспективы развития и организационно-экономические проблемы управления производством. Материалы международной НТК в 2-х томах. Том 1.: Белорусский национальный технический университет. – Минск: Право и экономика. – 2018 г. – С. 110–120.

3. Водоносова, Т. Н. Анализ моделей прогнозирования банкротства на строительных предприятиях Республики Беларусь / Т. Н. Водоносова // Наука и техника: международный научно-технический журнал. – 2012. – № 2. – С. 73–78.

4. Жданов, В.Ю. Диагностика риска банкротства промышленных предприятий/ О. А. Афанасьева, В. Ю. Жданов – М.: Доброе слово, 2013.

5. Инструкция о порядке расчета коэффициентов платежеспособности и проведения анализа финансового состояния и платежеспособности субъектов хозяйствования: Постановление Мин. фин. Республики Беларусь, Мин. экономики Республики Беларусь от 27 декабря 2011 г. № 140/206 // Консультант Плюс: версия ПрофТехнология 3000: ООО «ЮрСпектр», Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2018.

6. Об определении критериев оценки платежеспособности субъектов хозяйствования. Постановление Совета министров Республики Беларусь от 12 декабря 2011 г. № 1672 // Консультант Плюс: Версия Проф. Технология 3000: ООО «ЮрСпектр», Нац. Центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2016.

7. Altman, E. I. Financial ratios, discriminant analysis and prediction of corporate bankruptcy / E. I. Altman // Journal of Finance. – 1968. – № 23. – P. 589–609.

8. Hadasik, D. Upadłość przedsiębiorstw w Polsce i metody jej prognozowania / D. Hadasik – Zeszyty Naukowe, Seria 2: Prace Habilitacyjne, nr 158. Poznań: Wydawnictwo Akademii Ekonomicznej, 1998.

9. Pogodzińska M. Wykorzystanie analizy dyskryminacyjnej w przewidywaniu bankructwa przedsiębiorstw / M. Pogodzińska, S. Sojak – Acta Universitatis Nicolai Copernici: Oeconomia, 25(299), 1995, S. 53–61.

УДК – 338.4

ББК – 65.05

АНАЛИЗ ЭФФЕКТИВНОСТИ УПРАВЛЕНИЯ ИНВЕСТИЦИЯМИ В ПРОМЫШЛЕННОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

НУРИМБЕТОВ Р. И., МЭТЯКУБОВ А. Д., МАТРИЗАЕВА Д. Ю.

Ташкентский архитектурно-строительный институт
г. Ташкент, Республика Узбекистан

Аннотация. В статье анализируются вопросы основных направлений эффективности управления инвестиционных проектов на предприятиях промышленности строительных материалов в условиях диверсификации и повышения ее инвестиционной привлекательности. Предложены рекомендации, по улучшению диверсификации структуры промышленности строительных материалов, широкого привлечения иностранных инвестиций для модернизации, технологического и технического переоснащения предприятий отрасли и повышения ее экспортного потенциала.

Ключевые слова: модернизация, диверсификация, локализация производства, иностранный капитал, инфраструктура, инвестиционные проекты, основной капитал.

Введение. Строительство как локомотив, который тянет за собой всю экономику является одной из самой динамично развивающейся отраслью национальной экономики Республики Узбекистан. В настоящее время правительство Республики уделяет особое внимание на развитие структурных преобразований и диверсификации производства в сфере промышленности строительных материалов.

В стране функционируют порядка 10 тысяч предприятий-производителей строительных материалов. Если раньше по республике производилось 120 видов строительных материалов, то к сегодняшнему дню их число возросло до 180 видов.

В настоящее время на рынках России, Украины, Казахстана, Кыргызстана и Туркменистана наблюдается рост потребности в таких видах строительных материалов, как керамические плитки, изделия из сантехкерамики, обои, линолеум, сухие строительные сме-

си, жженный кирпич, облицовочные камни, известь, полипропиленовые трубы, фитинги, которые производятся предприятиями нашей республики. В последнее время в число этих стран вошли и Азербайджан, Таджикистан и Афганистан.

Предприятиями, входящими в состав ассоциации «Узпромстройматериалы» за январь-сентябрь месяца 2019 года произведено строительных материалов на сумму 3,5 трлн сум (темпы роста к аналогичному периоду прошлого года составили 106,9 процента). Темпы роста достигнуты по производству основных видов строительных материалов, таких как цемент – 108,2 процента, керамическая плитка – 150 процентов, гипсокартон – 137,1 процента, обои – в 6,1 раза.

За отчетный период в сфере промышленности строительных материалов экспортировано продукции на сумму 115,0 млн долл. В том числе, предприятиями, входящими в состав ассоциации, экспортировано строительных материалов на сумму 50,2 млн долл., тем самым прогноз выполнен на 100,4 процента, рост к аналогичному периоду прошлого года составил 125,4 процента [2].

Составляя долю во внутреннем валовом продукте 8–10 %, строительство оказывает существенное влияние на дальнейшее развитие стратегически важных отраслей экономики. Также такие отрасли как энергетика, металлургия, машиностроение, химическая промышленности, ж/д и автомобильные перевозки пользуются услугами этой отрасли [6].

Результаты и их обсуждение. Существуют разные мнения об экономической значимости инвестиций. Следует отметить, что до сих пор не было дано четкое определение инвестициям. В развитии теории инвестиций в зарубежных странах роль и вклад английского ученого Адама Смита особенно важна. Позже теория инвестиций была серьезно развита в научных трудах Кейнса Дж. М. Его новая идея заключалась в том, что только инвестиции будут приносить прибыль, а не сбережения. Со второй половины XX века интенсивно совершенствовались методы моделирования привлечения инвестиций.

Реформы, которые начались в конце 20-го века привели в науку не только новые термины к предмету нового рынка, но также усилили теорию инвестиций. Например, появились термины «инвестиции», «инвестиционная политика», «инвестиционные ресурсы»,

«инвестиционный климат», «инвестиционный процесс», «управление инвестициями» и т. д. В этот период, благодаря переводу трудов зарубежных авторов (Брю С., Кейнс Дж. М., Масс П., Фишер С., Самуэльсон П., Шарп У. и др.) в предметы нашей страны вошло и получило широкое распространение понятие и термин «инвестиции».

Промышленность строительных материалов является базовой отраслью строительного комплекса Республики Узбекистан. Для производства основных видов строительных материалов – цемента, извести, гипса, мраморных и гранитных плит, стеновых материалов и др. – республика обеспечена собственными сырьевыми ресурсами, предприятия располагают достаточными мощностями. Доля строительных материалов в общем объеме промышленности составляет около 6 процента и 1,5 процента в ВВП страны.

Основой целью отрасли является претворение экономической политики государства в отрасль производства строительных материалов [4]:

- насыщение строительного рынка строительными материалами отечественного производства;

- проведение маркетинга строительных материалов (экспорт, импорт, изучение спроса на строительные материалы в территориальном разрезе);

- осуществление единой технической политики в модернизации действующих и создании новых производств оказывая содействие во внедрении в производство современных, эффективных, энерго-сберегающих технологий и оборудования, проведение маркетинга оборудования;

- проведение работ по привлечению иностранных инвестиций и кредитов на реализацию проектов созданием совместных и иностранных предприятий.

В Республике особое значение уделяется организации производства импортозамещающей продукции, регулярно ведётся работа по изучению потребности рынка в строительных материалах, мониторинг и анализ импорта строительных материалов.

Завозимые по импорту строительные материалы условно можно разделить на три группы:

- общестроительные материалы, производимые в республике;
- строительные материалы с содержанием целлюлозы – МДФ, фанера, пиломатериалы, ДСП;
- металлопродукция – прокат плоский, профили, проволока, канатка, трубы, отводы, фитинги.

В настоящее время, благодаря появлению на мировом рынке новых видов строительных материалов, в результате усиленного внимания на производство новых строительных материалов с использованием местного сырья и соединений, покрывается потребность за счет производства новых, современных строительных материалов и обеспечивается потребление внутренним рынком.

Одним из ключевых факторов достижения этих результатов являются инвестиции в национальную экономику и сектор строительных материалов (табл. 1).

Таблица 1

Динамика привлечения отечественных и иностранных инвестиций в экономику Узбекистана на 2013–2018 годы (млрд сум)

Наименование показателей		Годы					
		2013	2014	2015	2016	2017	2018
1	Инвестиции в основной капитал	22 797	28 694	35 233	41 670	48 083	68 423
2	Иностранные инвестиции в основной капитал	4 653	5 532	6 980	8 309	10 611	17 146
<i>В том числе:</i>							
	Прямые и прочие инвестиции	3 668	4 315	5 489	6 133	7 353	12 768
	Инвестиции по государственной гарантии	984	1 217	1 490	2 176	3 257	4 378
3	Инвестиции в основной капитал в промышленности строительных материалов	277	420	808	1 057	932	967

Согласно данным таблицы, на развитие экономики Узбекистана из всех источников финансирования в 2018 году инвестировано 68 423 млрд сум. Что составляет 142,4 % от общего объема инвестиций в основной капитал по сравнению с 2016 г. При этом доля

иностранных инвестиций в 2018 году достигла 17 146 млрд сум, что на 161,5 % больше, чем в 2017 году, из которых прямые иностранные инвестиции возросли в 2018 году до 12 768 млрд сум, что на 173,6 % больше, чем в 2017 году [5].

Одним из стратегических направлений экономики Республики Узбекистан является повышение энергетической эффективности промышленности. В этой связи Правительство Узбекистана объявило о повышении энергоэффективности и внедрении мер энергосбережения по ключевым отраслям экономики. На сегодняшний день реализуются практические аспекты энергосбережения и энергетической эффективности промышленных предприятий.

Последние годы предприятиями отрасли строительных материалов ежегодно проводятся работы по экономии топливно-энергетических ресурсов. Ежегодная экономия составляет на уровне 2–5 %.

Основным потребителем топливно-энергетических ресурсов отрасли строительных материалов является производство цемента, на его долю приходится более 95 %.

В настоящее время производство цемента в республике производится двумя способами: «мокрым» и «сухим». Следует отметить, что если в 1995 году в республике производилось 3,3 млн тонн цемента, на долю «сухого» способа, которое является современным и менее энергоемким производством приходилось всего 38 %, то в 2018 году производство цемента достигло 7,8 млн тонн, а доля сухого способа производства составила 75 % [5].

Начиная с 2013 года согласно программы Международной Ассоциации Развития (МАР) «Повышения энергоэффективности промышленных предприятий» (UZEEF), при поддержке Всемирного банка начата реализация проектов целью которой является содействие в повышении энергоэффективности промышленного сектора, направленное на снижение потребления энергоресурсов и топлива, а также на сокращение выбросов парниковых газов.

Впервые в мировой практике – было предложено использование изверженной вулканической горной породы – туффоалеворита в качестве минерализатора и алюмокислотного компонента легкоплавкой сырьевой смеси портландцементного клинкера.

Применение данного компонента привело к следующим положительным эффектам:

1. Полностью исключен завоз дорогостоящих импортных компонентов (экономия валюты).

2. Резко увеличился коэффициент использования печных агрегатов.

3. Часовая производительность агрегатов увеличилась до 20 %.

4. Снижился расход природного газа для обжига клинкера на 8–12 %.

5. Повысилось качество выпускаемой продукции.

Вышеуказанные положительные эффекты, с учетом факторов, как повышение производительности печей и снижение расхода топлива, привели к высокой экономической эффективности.

В отрасли неустанно ведется работа по выводу из строя морально и физически устаревшего оборудования, замене и обновлению на более современное энергосберегающее оборудование с последующим снижением себестоимости выпускаемой продукции, экономии людских, производственных и топливно-энергетических ресурсов [4].

В последующие годы были приняты правительственные программы, осуществляющие комплексные взаимосвязанные меры по обеспечению занятости населения путем задействования потенциала территорий и отраслей экономики по созданию рабочих мест, рационального использования трудовых ресурсов с учетом демографических факторов, всемерного содействия развитию эффективных форм занятости и предпринимательства.

Выводы. В целях дальнейшего развития и диверсификации структуры промышленности строительных материалов, широкого привлечения иностранных инвестиций для модернизации, технологического и технического переоснащения предприятий отрасли и повышения ее экспортного потенциала, внедрения современных методов корпоративного управления в соответствии с международными требованиями и стандартами предоставляют следующие конкретные предложения [1]:

– обеспечение реализации комплекса мер по углубленной переработке местного сырья, увеличению объемов и расширению ассортимента производства конкурентоспособной, экспортноориентированной строительной продукции, а также удовлетворению внутреннего спроса на новые виды качественных строительных материалов;

– проведение единой научно-технической и инвестиционной политики, широкое внедрение в отрасли передовых энерго- и ресурсосберегающих технологий производства современных высококачественных строительных материалов;

– широкое привлечение инвестиций, прежде всего прямых иностранных инвестиций, для модернизации, технического и технологического переоснащения отрасли, организацию с ведущими профильными зарубежными компаниями совместных предприятий и производств по выпуску высококачественных современных строительных материалов в широком ассортименте;

– активное внедрение современных методов корпоративного управления, широкое привлечение в управление отрасль высококвалифицированных менеджеров, в том числе иностранных;

– оказание информационных, маркетинговых и других услуг организациям и предприятиям, входящим в структуру акционерного общества, организацию переподготовки и повышения квалификации кадров.

Обобщая и подводя итог вышесказанному, совершенствование организации управления и дальнейшие структурные преобразования обеспечат стабильное развитие промышленности строительных материалов, углубление кооперационной и интеграционной деятельности, конкурентоспособность и диверсификации производимой продукции в отрасли и самое главное, эффективное использование инвестиционного потенциала страны.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Постановление Президента Республики Узбекистан «О мерах по дальнейшему совершенствованию организации управления промышленностью строительных материалов республики» № ПП-2641. 25 октября 2016 г.

2. Акрамов Э. М., Тулаганов А. А., Мухитдинов А. А. Развитие промышленности строительных материалов Узбекистана // производство энерго- и ресурсосберегающих строительных материалов и изделий. Сборник трудов Пго научно-практического семинара с участием иностранных специалистов. 8–9 ноября 2013 года, Ташкент, ТАСИ. – ТОМ-1. – С. 1–15.

3. Нурымбетов Р. И. Роль инвестиций в развитии производства промышленности строительных материалов // Вопросы экономики и управления. – 2015. – № 2. – С. 6–10.

4. Нурымбетов Р. И., Мэтякубов А. Д., Тошмухамедова К. С., Достигнутые результаты и перспективы развития производства строительных материалов. Социально-экономическое развитие городов и

регионов: Градостроительство развитие бизнеса, жизнеобеспечение города. Материалы II Международной научно-практической конференции, Волгоград, 3 февраля 2017 год. 426 б.

5. Данные Государственного комитета Республики Узбекистан по статистике.

6. http://uzsm.uz/ru/press_center/news/deyatelnost-assotsiatsii-uz-promstroymaterialy-v-tsentre-vnimaniya-zhurnalistov/.

**РАЗДЕЛ V. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА
СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ
И КОНСТРУКЦИЙ**

УДК 624

**EFFECT OF CALCIUM SULFOALUMINATE ADDITIVE ON
LINEAR DEFORMATION AT DIFFERENT HUMIDITY AND
STRENGTH OF CEMENT MORTARS**

*KADHIM ABDULWAHID AL-MUSAWI¹,
KOTTAYIL BINDHU ABRAHAM², TATSIANA POTSES¹,
LEONOVICH SERGEI¹, KALINOUSKAYA NATALLIA¹, BEULAH M²,
NELLI BUDREVICH¹*

¹Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

²Christ (Deemed to be University)
Banglore, India

The issue of concrete durability is one of the main issues in modern construction. It is well known that one of the most significant factors affecting the durability of monolithic and prefabricated structures is the appearance and development of various kinds of cracks.

Different types of cracks and their causes are described in detail in the literature [1, 2, 3, 4, 5].

Generally, all cracks in concrete can be divided into 2 categories: cracks that appear in fresh concrete and cracks that appear after hardening of concrete.

Cracks in fresh concrete can appear as a result of plastic settlement and/or plastic shrinkage of concrete, as well as the result of both the movement of the formwork, foundation or other technological reasons.

There are many reasons for cracking in hardened concrete.

It can be chemical shrinkage (volume reduction due to cement hydration), autogenous shrinkage (typical for concrete with a low water/cement ratio), drying shrinkage (water loss of hardened concrete in an environment with low humidity). Shrinkage cracks can also be caused by

temperature deformations of massive structures, by errors in structural design/manufacturing/ operation, corrosion of reinforcing bars (wedge effect of corrosion products), carbonization, etc.

It is obvious that depending on the composition, the conditions of hardening and care, the age of concrete, different types of shrinkage deformations will prevail. However, for ordinary concrete ($W/C > 0.4$) the most significant contribution to the shrinkage deformation of the structure is the drying shrinkage [2].

Three most effective ways to combat drying shrinkage can be [4]:

- implementation of high-quality moisture care of the concrete structure;
- compensation of shrinkage with the help of expanding mineral additives;
- reduction of shrinkage due to Shrinkage Reducing Admixtures (SRA) based on glycols.

The use of the first method is of the most preferable, but it is not always feasible in construction.

Thus the most reliable and widespread way is the use of expanding mineral additives, that are used for concrete, mortar dry mixes, grouting etc. Expanding additives act due to the formation of ettringite (sulfoaluminate additives) or calcium hydroxide (additives based on CaO). Sulfoaluminate additives, which are safer for humans than CaO-based additives, are most prevalent in the world and in Belarus. CSA-expanding additives have been used since the 80s of the last century [6]. Many years of experience in their use have revealed some of the disadvantages of using these modifiers. They are supplied only in dry form and have high dosages (usually 10 % by weight of cement). There is also literature data that concrete with CSA expanding additives is very sensitive to the quality of moisture care. In this regard, this research related to its study of the effect of humidity on the expanding potential of CSA-expanding additives.

Experimental Investigation

Materials. The properties of the materials used in the experiment are shown in the tables 1–4.

Table 1

Cement

Type, producer	Mineralogical composition, %				Specific Surface, m ² /kg	Density, kg/m ³	Standard Consistency, %	Strength of Cement, 28 days MPa
	C ₃ A	C ₄ AF	C ₃ S	C ₂ S				
CEM I 42.5N Belorussian cement plant, Costukovichy	7,3	13,5	53,7	21,1	330	3150	31	52,1

Table 2

Fine aggregate

Type, producer	Modulus of fine- ness	Density, kg/m ³	Bulk density, kg/m ³	Water ab- sorption, %	Specific Surface, m ² /kg
Quarry sand, Crapugino	3,25	2650	1660	0,66	8,9

Table 3

Calcium sulfoaluminate additive (CSA)

Type, producer	Humidity, %	Density, kg/m ³	Specific Surface, m ² /kg	Content, %		
				Al ₂ O ₃	SO ₃	Cl
Expanding Sulfoaluminate Modifier «PCAM», Parad	<0,1	2850	450	10	30	<0,1

Table 4

Polycarboxylate-based admixture Relamix PK

Type, producer	pH	Density, kg/m ³	Dry content, %
Polycarboxylate-based admixture Relamix PK (Реламикс ПК), Polyplast	8,2	1080	30

Table 5

Water

Content, mg/l			
Soluble salts	SO ₄ ⁻²	Cl ⁻¹	Suspended particles
<3000	<2000	<600	<200

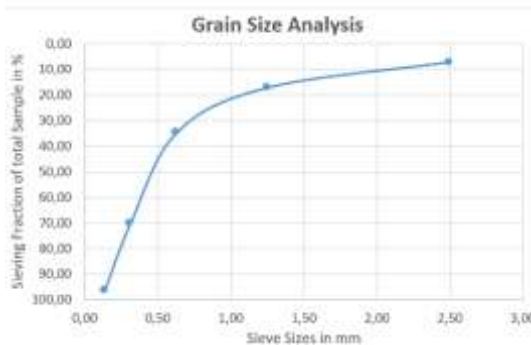


Fig. 1. Grain size distribution of used fine aggregate

Experimental methods. Prism samples for determining compressive and bending strength, linear deformation were made in accordance with the requirements of STB 1335 [7]. In accordance with STB 1335, the ratio of cement/sand=1. All compositions had the same water/binder ratio and workability, which was achieved due to the adding of the polycarboxylate-based admixture Relamix PK into the mortar mixture.

Experimental program. Experimental program is shown in table 6.

Table 6

No.	Modifier	W/B	Dosage CSA,% by weight of Binder	Storage
1,1	referent (without CSA)	0,3		Storage at humidity 55 % ± 5
2,1	CSA	0,3	5	
2,2		0,3	10	
2,3		0,3	15	
10,1	referent (without CSA)	0,3		Storage in the water
20,1	CSA	0,3	5	
20,2		0,3	10	
20,3		0,3	15	

Experimental results. The results of experimental studies are shown in tables 6–10 and Figures 2–5.

Table 7

Results of Cone Spread

No.	Cement, gm	Sand, gm	CSA	Water, gm	W/Binder ratio	Cone spread, mm
1	0,1	1000	–	150	0.3	113
1	0,1	1000	5	150	0.3	111
2	0,2	1000	10	150	0.3	110
3	0,3	1000	15	150	0.3	108

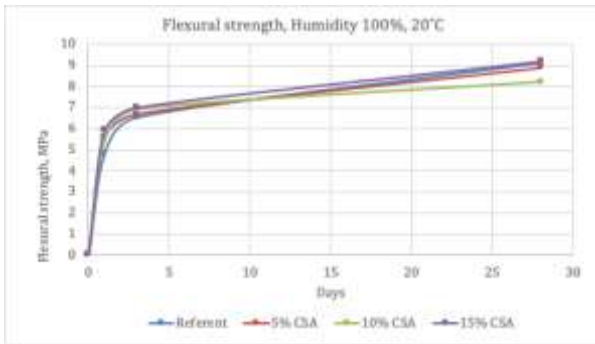


Fig. 2. Flexural strength results

Table 8

Flexural strength

No.	Flexural strength, MPa at age, days		
	1	2	3
Referent	4,8	6,5	9,1
5 % CSA	5,6	6,7	8,9
10 % CSA	5,5	6,9	8,2
15 % CSA	5,9	7,0	9,2

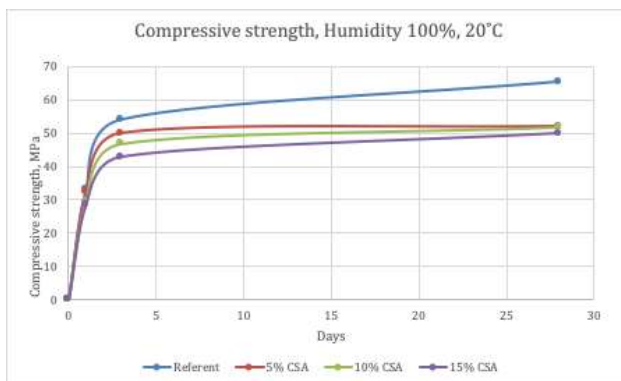


Fig. 3. Compressive strength results

Table 9

Compressive strength

No.	Flexural strength, MPa at age, days		
	1	2	3
Referent	33,0	54,1	65,5
5 % CSA	32,2	50,0	52,1
10 % CSA	29,5	46,8	51,8
15 % CSA	28,5	42,8	49,9

Table 10

Relative Linear Deformation Humidity 55 %

No.	Relative Linear Deformation, %						
	1	2	3	7	14	20	28
Referent	0	0,006	-0,03	-0,045	-0,04	-0,03	-0,02
5 % CSA	0	0,01	-0,065	-0,09	-0,065	-0,065	-0,062
10 % CSA	0	0,012	-0,066	-0,093	-0,049	-0,054	-0,051
15 % CSA	0	0,015	-0,085	-0,12	-0,1	-0,07	-0,07
Referent	0	0,01	-0,065	-0,09	-0,065	-0,065	-0,06

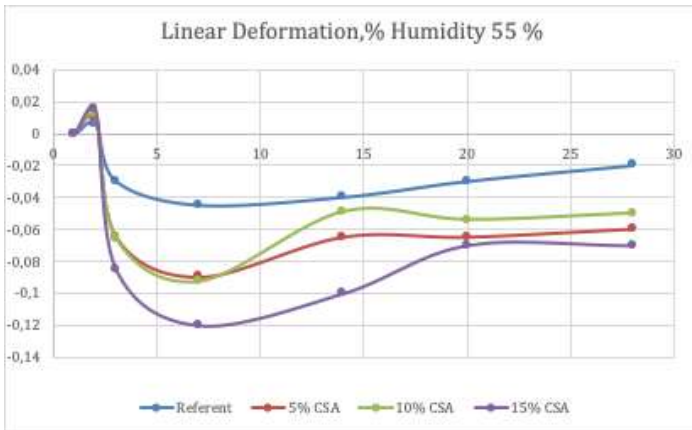


Fig. 4. Relative Linear Deformation at Humidity 55 %

Table 10

No.	Relative Linear Deformation, %						
	1	2	3	7	14	20	28
Referent	0	2	3	7	10	14	28
5 % CSA	0	0,0889	0,1	0,12	0,05	0,03	0,01
10 % CSA	0	0,13	0,19	0,27	0,27	0,25	0,2
15 % CSA	0	0,17	0,19	0,32	0,32	0,27	0,23

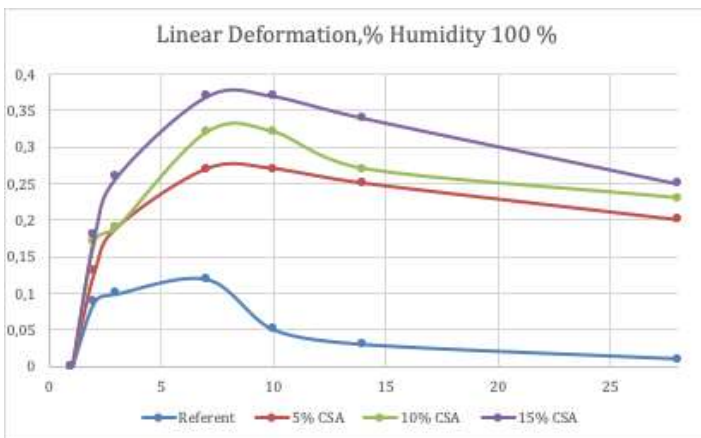


Fig. 5. Relative Linear Deformation at Humidity 100 %

Discussion and conclusions

1. The initial stage of the study of the influence of expanding additives on the crack resistance of concrete is to determine the effect of sulfoaluminates based additives on the main properties of a mortar - compression and bending strength, as well as linear deformation of prism samples at different environmental humidity.

2. As a result of the work, the following patterns were identified:

– bending strength of mortars with CSA increased at the age of 1–3 days by 12,5–20 % compared with referent mortar. Moreover, the strengths at the age of 28 days of mortars with CSA and the referent are practically equal.

– compressive strength of mortars with CSA reduced by 20–23 % for all dosages of CSA.

– relative linear deformations depend on the humidity of the environment. At a humidity of 100 %, the relative linear deformations are positive and the expansion increases with increasing dosage of the expanding additive. Peak expansion occurs on 5–10 days of hardening.

– when hardening in dry air at a humidity of 55 %, the greatest shrinkage deformations are characteristic for mortars with CSA. Moreover, with an increase in CSA dosage, shrinkage increases.

– based on the results of shrinkage deformations, we can conclude that the expanding effect of CSA is fully manifested at high humidity, i.e. under construction conditions, this means very high-quality moisture care for structures.

In the case of hardening of structures in low humidity, i.e. when it is impossible to provide high-quality moisture care, for example, for vertical structures, the use of expanding additives is impractical and harmful.

REFERENCES

1. ACI committee 224 «Control of cracking in concrete structures» ACI- 224-R American concrete institute, Farmington hills MI, 2011.

2. Физико-механические свойства тяжелого самоуплотняющегося бетона: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: специальность 05.23.05 Строительные материалы и изделия / Котов Дмитрий Святославович; научный руководитель Блещик Н. П.; Научно-исследовательское Республиканское унитарное предприятие по строительству «Институт БелНИИС».

3. Collepardi M., Borsoi A., Collepardi S., Olagot J.J.O., Troli R. Effects of shrinkage reducing admixture in shrinkage compensating concrete under non-wet curing conditions // Cement and Concrete Composites. Vol.27, Issue 6. – 2005. – Pp. 704–708.

4. Н. Н. Калиновская, Д. С. Котов, Е. В. Щербицкая Усадочные деформации модифицированного бетона. Причины и способы устранения // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. – 2018. – № 8. – С. 43–48.

5. Н. Н. Калиновская, Д. С. Котов, Е. А. Иванова Долговечность бетона. Анализ причин и способы снижения усадочных деформаций модифицированного бетона // Технологии бетонов. – 2017. – № 11–12 (136–137). – С. 14–17.

6. Ramachandran V.S., Feldman R.F. Concrete admixtures handbook. Properties, Science, and Technology // Noyes Publication. USA. 1984, 575 p.

7. СТБ 1335-2002 Цемент напрягающий. Технические условия.

УДК 666.972; 693.54(032)

К МЕТОДИКЕ ОПЕРАТИВНОЙ ОЦЕНКИ МОРОЗОСТОЙКОСТИ ВИБРОПРЕССОВАННОГО ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

БОНДАРОВИЧ А. И., БАТЯНОВСКИЙ Э. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Долговечность бетона дорожных, тротуарных покрытий и подобных элементов транспортных коммуникаций и благоустройства в основном оценивается показателями морозостойкости и прочности. При этом не учитывается, что в процессе эксплуатации бетон покрытий подвергается значительным механическим нагрузкам, оказывающим существенное влияние на изменение во времени структурных характеристик бетона. Вместе с тем трещинообразование, сопровождающее воздействие механических нагрузок на бетон, способно значительно снизить его прочностные свойства, морозо- и солестойкость. В статье изложены результаты экспери-

ментальных исследований, отражающих тенденции ухудшения физико-механических характеристик тяжелого бетона при комплексном воздействии агрессивной эксплуатационной среды и механических нагрузок.

На основе анализа результатов исследований Нилендера Ю. А., Горчакова Г. И., Дементьева Г. К., Попова Н. Д., Невского В. А., Москвина В. М., Подвального А. М., Стольников В. В., Шестоперова С. В., Конопленко А. И., Федякина Н. Н., Шейкина А. Е., Иванова Ф. М., Пауэрс Т., Колинса А., Воларе Р. и многих других авторов, публикации которых относятся к периоду 30–80-х годов XX века, и современных исследователей этой проблемы в Беларуси – Блещика Н. П., Бабицкого В. В., Лазоренко О. В., Ковшара С. Н. и др., сделан вывод, что анализируемые источники, в целом глубоко и достоверно отражающие явление морозной деструкции бетона, причины и процессы ее развития под влиянием переменного замораживания-оттаивания бетона, ориентированы на оценку и прогнозирование ее величины как исходной характеристики бетона проектного возраста, т. е. с той структурой и прочностными свойствами, которые его характеризуют изначально. При этом не учитывается, что бетон элементов тротуарных (дорожных) покрытий (мощения) в процессе эксплуатации постоянно подвергается воздействию механических нагрузок (истирающих; на сжатие – растяжение; ударных и др.), которые способны привести к трещинообразованию в бетоне. В результате будет ускорено развитие всех деструктивных процессов: возрастает пористость и количество «свободной» воды в бетоне, усилятся процессы миграции жидкости, роста деформаций (макро- и микроуровня), накопления усталостных деформаций вплоть до трещинообразования в местах «непроявившейся» усадки и пр. Как следствие, показатель морозостойкости, определенный по стандартизированным методикам, будет значительно превышать фактическую морозостойкость бетона в эксплуатируемых покрытиях, подвергаемых механическим воздействиям. На основании изложенного сформулированы цель и задачи настоящего исследования, заключающиеся в разработке и обосновании методики оперативной оценки фактического состояния и «остаточной» морозостойкости (долговечности) бетона эксплуатируемых покрытий благоустройств (элементов их мощения), с учетом ее снижения во времени под комплексным влиянием эксплуатацион-

ной среды и механических нагрузок. Основными практическими результатами исследования являются возможности оперативного контроля за состоянием эксплуатируемых покрытий, оценки «остаточной» морозостойкости и долговечности их конструктивных элементов, планирования ремонтных мероприятий, а также определение возможности повторного использования изымаемых элементов мостов.

Взаимосвязь пористости (проницаемости) бетона и скорости ультразвука. Результаты экспериментов исследования закономерностей изменения проницаемости мелкозернистого и содержащего крупный заполнитель вибропрессованного бетона в зависимости от основных технологических факторов: водоцементного отношения, расхода цемента, качества и содержания заполнителей, степени (качества) уплотнения, условий твердения частично представленные в таблице 1, позволили сформулировать следующие основные выводы:

Оптимальное значение водоцементного отношения бетона, формируемого вибропрессованием, должно обеспечивать два необходимых условия: объемное проявление эффекта тиксотропии цементного теста, обеспечивающее формирование слитной структуры цементного камня в бетоне, и, одновременно, условие сохранения формы (геометрических размеров) изделий, приданной в процессе уплотнения бетона. Оптимальное начальное водосодержание может быть определено из выражения: $(В/Ц)_{\text{опт}} \sim K_{\text{нг}} + B_{\text{ад}}^{\text{зан}} / Ц$, доли ед., с учетом коэффициента нормальной плотности цемента ($K_{\text{нг}}$, д. ед.), количества адсорбированной заполнителями воды ($B_{\text{ад}}^{\text{зан}}$, кг) и расхода цемента ($Ц$, кг).

Недопустимы воздушно-сухие условия твердения, при которых, например, для цементно-песчаного бетона водопоглощение (по массе) – увеличивается на 30–40 %; количество химически связанной воды снижается на 10–15 %; водонепроницаемость снижается в 1,5–2 раза; коэффициент фильтрации возрастает в 3–5 раз, в сравнении с «дозреванием» бетона после пропаривания (либо с твердением при гидроизоляции полиэтиленовой пленкой и в нормально-влажностных условиях).

Таблица 1

**Диапазон характеристик и свойств вибропрессованного бетона
установленных в процессе экспериментов**

Материалы: характеристики и диапазон расхода на 1 м ³ бетона				(В/Ц) д.ед.	Средняя плотность бетона, кг/ м ³	Прочность на сжатие в 28 сут, МПа	Структурные характеристики			
Цемент, кг	Песок (Мк~2,2, -2,7), кг	Щебень (фр. 5–10 мм), кг					Степень гидратации цемента, %	W _m , %	W, МПа	K _ф , 10 ⁻¹⁰ см/с
		традиционный	кубовидный							
450–550	1500–1700	–	–	0,32–0,36	2150–2300	29,5–42,0	61,5–70,0	4,4–9,4	W4–W8	4,9–32
400–500	900–1400	400–800	–	0,36–0,39	2300–2400	41,5–52,0	56,0–68,8	3,6–5,6	W4–W10	1,0–22
350–450	1050–1450	–	400–800	0,34–0,36	2350–2430	44,0–58,0	–	2,8–4,0	W6– ≥W10	0,8–9

Примечание. При выполнении экспериментов диапазон показателя жесткости бетонных смесей составлял 15–25 с; условия твердения образцов – нормально-влажные ($\varphi \geq 90\%$, $t \sim 20 \pm 3$ °C); воздушно-сухие ($\varphi \approx 60 \pm 10\%$; $t \sim 20 \pm 5$ °C); с гидроизоляцией в полиэтиленовой пленке и с «дозреванием» после пропаривания (режим: 2+2 (до 50 °C) + (5–6 при $t = 50$ °C) + (6–10; остывание)) в помещении лаборатории; формование образцов – вибрирование ($A \sim 0,5$ мм.; $f \sim 50$ Гц) с пригрузом до достижения требуемой средней плотности бетона.

Введение в бетон гранитного щебня (фр. до 10 мм) в рациональном для вибропрессования объеме ($\sim 0,22$ – $0,30$ м³ или ~ 600 – 800 кг на 1 м³ бетона) способствует повышению плотности укладки формируемого бетона при одновременном снижении на 10–15 % расхода цемента. Так, в сравнении образцов (нормально-влажное твердение) цементно-песчаного бетона (Ц~500 кг), бетона с традиционным щебнем (Ц~450 кг) и с кубовидным щебнем (Ц~400 кг), при прочих равных условиях, структурные показатели характеризовались: $\rho_b \sim 2250$ кг/м³; 2350 кг/м³ и 2400 кг/м³; $W_m \sim 5,5\%$; 4,3 % и 3,6 %; $W \sim 8; 10$ и ≥ 10 МПа; $K_{\phi} \sim \sim 5,3 \times 10^{-10}$ см/с; $1,0 \times 10^{-10}$ см/с и $0,8 \times 10^{-10}$ см/с соответственно.

Снижение водоцементного отношения и проницаемости бетона за счет увеличения содержания цемента сверх оптимального количества, не рационально, т. к. увеличение расхода цемента на 10–20 % сопровождалось снижением водопоглощения цементно-песчаного бетона всего на $\sim 0,7\%$; а с традиционным щебнем на $\sim 0,4$ – $0,5\%$, и с кубовидным: $\sim 0,2$ – $0,3\%$, поскольку влекло за со-

бой рост объема цементного камня в бетоне, являющегося наиболее пористой его составляющей.

По результатам данных экспериментов выявлена прямая взаимосвязь между скоростью ультразвука в вибропрессованном бетоне и количеством «поглощаемой» его порами воды, что позволило установить соответствующую корреляционную зависимость между скоростью распространения ультразвукового импульса и «водосодержанием» (влажностью) бетона. При этом выявлено, что скорость ультразвука в вибропрессованном бетоне естественной влажности практически не изменяется после 7 суток твердения к более позднему возрасту (в экспериментах до 90 сут) и увеличивается в зависимости от степени его увлажнения. По этим результатам, путем экспериментальной оценки изменений влажности (дизелькометрический метод оперативного контроля), а также прочности бетона на сжатие (с предварительным определением скорости ультразвука на тех же образцах) установили закономерности их взаимосвязи, которая является необходимой предпосылкой для разработки методики оценки морозостойкости бетона в эксплуатируемых элементах покрытия (мошениа).

Влияние статической и динамической нагрузок на проницаемость бетона. С этой целью решали задачу по установлению закономерностей взаимосвязи между деструкцией бетона, подвергаемого многократному воздействию статической (табл. 2) или динамической (ударной) нагрузок (табл. 3), которая проявляется в изменениях его прочности, модуля упругости, проницаемости (водопоглощения), истираемости, и фиксацией этого процесса в сопутствующих изменениях скорости ультразвука.

Статическую механическую нагрузку на образцы бетона (табл. 2) имитировали многократным загрузением под прессом с усилием, примерно, до 30; 50; 70 и 90 % от прочности бетона в проектном (28 сут.) возрасте, динамическую (ударную, сосредоточенную) механическую нагрузку (см. табл. 3) имитировали ударами копра – плотномера динамического (СТБ 1242-2000; масса груза ~ 2,5 кг; высота падения – 300 мм; точка касания – острие конуса с углом при вершине 60 град.) по одной из граней (верхней или боковой при по следующем сжатии) образцов. Данные по определенным в исследованиях характеристикам бетона получены как средние значения; прочность на сжатие приведена к образцам «базового» размера

150 × 150 × 150 мм. Образцы испытывали по достижении проектного возраста (28 сут.).

По результатам экспериментальных исследований, частично представленных данными табл. 2 и 3, установлено, что циклически действующая статическая нагрузка до уровня ~40 % от прочности бетона на сжатие практически не вызывает ухудшения его качества длительный период. С ее ростом сверх 50 %-ного уровня развитие процесса трещинообразования активизируется, а при превышении 70 %-го уровня прочности бетона отражается в установленном экспериментально росте его водопоглощения (на ≥ 40 %), снижении прочности (на ≥ 25 %), модуля упругости, износоустойчивости в ~2 раза и, следует ожидать, его морозостойкости и долговечности.

Установлено, что наибольший отрицательный эффект от динамической (сосредоточенной ударной) нагрузки (табл. 3) наблюдается тогда, когда направление ее действия на бетон совпадает с направлением действия нагрузки при последующем сжатии, как это имеет место при эксплуатации покрытий. Очевидно, что в этом случае образующиеся в бетоне под ударной нагрузкой микротрещины инициируют образование и развитие таковых при последующем сжатии образцов, что приводит к снижению его прочности. Одновременно экспериментально установлено, что изменения величины (снижение) скорости ультразвука фиксируются раньше, чем наступает снижение прочности бетона, подверженного воздействию циклических нагрузок. Это позволяет использовать ультразвуковые приборы для раннего обнаружения деструктивных процессов в эксплуатируемых бетонных элементах мощения.

Таблица 2

**Влияние статической нагрузки на характеристики бетона
при циклических испытаниях**

Уровень статической нагрузки, % от $f_{cm,28}$	Характеристики бетона после числа циклов «сжатие-отпуск», цикл:													Прочность бетона и скорость ультразвука по последнему значению, % от начального
	0*	1	2	3	4	5	10	20	30	40	50	60	70	
а) Прочность бетона на сжатие, МПа:														
30	45**	–	–	–	–	45	46	45	44	44	43	43	42	93
	53***	–	–	–	–	53	53	54	52	52	53	52	51	96
50	45	–	–	–	–	45	45	43	43	40	37	35	78	
	53	–	–	–	–	53	53	52	51	50	49	47	45	85
50****	43	–	–	–	–	43	42	40	38	37	35	33	–	77
	52	–	–	–	–	52	52	50	48	47	45	43	41	79
70	45	–	–	–	–	45	45	42	39	36	–	–	–	80
	53	–	–	–	–	53	53	51	49	45	40	–	–	75
70****	43	–	–	–	–	43	41	37	33	–	–	–	–	77
	52	–	–	–	–	52	51	48	44	39	–	–	–	75
90	45	44	42	40	38	35	–	–	–	–	–	–	–	78
	53	52	50	48	45	42	–	–	–	–	–	–	–	80
б) Скорость ультразвука, м/с:														
30	4360**	–	–	–	–	4350	4310	4300	4300	4240	4160	4040	3880	89
	4520*	–	–	–	–	4520	4500	4500	4500	4440	4380	4350	4330	96
50	4360	–	–	–	–	4350	4350	4180	4060	3890	3660	3290	2800	64
	4520	–	–	–	–	4520	4500	4330	4210	4130	3950	3660	3270	72
70	4360	–	–	–	–	4270	3820	3300	2970	2780	–	–	–	64
	4520	–	–	–	–	4480	4360	4100	3910	3270	–	–	–	72
90	4360	–	–	3390	–	2100	–	–	–	–	–	–	–	48
	4520	–	–	3640	–	2380	–	–	–	–	–	–	–	53

Примечание: 0* – в возрасте 28 суток; ** – образцы мелкозернистого бетона; *** – образцы бетона со щебнем; **** – в водонасыщенном состоянии.

Таблица 3

Изменение прочности на сжатие и водопоглощения по массе бетона под воздействием динамической (ударной) нагрузки

Условия твердения бетона	Вид бетона	Значения характеристики бетона, после количества ударов:							Прочность бетона (прирост водопоглощения) по последнему значению, % от начального
		0 28 сут	25	50	75	100	125	150	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
А) Прочность бетона на сжатие, МПа									
Естественные (в пленке)	мелкозернистый	45*	45	44	43	41	39	34	75
		43**	41	37	32	–	–	–	74
Естественные (в пленке)	со щебнем	45***	45	44	43	43	42	41	91
		53*	53	52	52	50	48	44	83
		51**	50	47	43	39	–	–	76
Воздушно-сухие	мелкозернистый	53***	53	53	52	52	51	50	94
		41*	40	40	38	36	32	28	70
	39**	36	30	–	–	–	–	77	
	со щебнем	48*	48	46	44	43	41	38	80
Пропаривание с дозреванием	мелкозернистый	46**	44	41	37	–	–	–	80
		43*	42	42	40	38	36	31	73
	41**	39	34	29	–	–	–	70	
	со щебнем	51*	51	50	48	48	46	42	82
	50**	48	45	41	36	–	–	72	
Б) Водопоглощение бетона по массе									
Естественные (в пленке)	мелкозернистый	4,0	–	4,3	–	4,8	–	5,6	40
	со щебнем	3,1	–	3,3	–	3,5	–	3,8	23
Воздушно-сухие	мелкозернистый	5,5	–	5,9	–	6,9	–	8,1	47
Воздушно-сухие	со щебнем	4,4	–	4,6	–	4,9	–	5,6	27
Пропаривание с дозреванием	мелкозернистый	4,6	–	4,9	–	5,2	–	6,2	35
	со щебнем	3,8	–	4,0	–	4,3	–	4,7	24

Примечание: *Направление ударов совпадает с направлением действия нагрузки при последующем сжатии; ** в водонасыщенном состоянии; *** направление ударов – по боковой грани (т. е. перпендикулярно направлению действия нагрузки при последующем сжатии).

В результате установлена взаимосвязь между накапливающимися изменениями в структуре бетона и отражающим эти изменения фактором – скоростью ультразвука, путем имитации механических эксплуатационных воздействий в процессе испытаний образцов на морозостойкость. Накопление данных осуществляли поэтапно. Вначале образцы бетона подвергали испытаниям на морозостойкость (без и с приложением механических нагрузок) в водной среде; на второй стадии испытаний – с использованием 5 %-го раствора NaCl. В обоих случаях в процессе испытаний на морозостойкость (при температуре: $-(50-55)$ °C) отслеживали изменения массы, прочности бетона и соответствующие изменения скорости ультразвука, отражающие структурные изменения в испытываемых образцах бетона.

При этом выявлено, что статическая нагрузка, достигающая не менее 60–70 % от проектной, и, особенно, динамическая (ударная, сосредоточенно приложенная) при циклическом замораживании-оттаивании приводят к ускоренному разрушению бетона и снижению его износоустойчивости. Одновременно было установлено, что морозостойкость образцов вибропрессованного бетона, полученных резкой тротуарных плит, резко снижается относительно как специально изготовленных в формах образцов-кубов, так и натуральных образцов-плит.

Разница в показателях морозостойкости бетона настолько значительна, что это потребовало внесения изменений в СТБ 1152-99 в части недопустимости изготовления образцов для испытаний на морозостойкость резкой готовых изделий, которые были приняты Госстандартом Республики Беларусь (см. данные о внедрении).

Основные положения методики оценки морозостойкости бетона. По результатам выполненных исследований определено, что используя значения скорости ультразвука, изменяющейся в процессе испытаний образцов бетона на морозостойкость (как в среде воды, так и солевом растворе (в последнем случае указанные далее периоды короче по времени)), возможно выделить три стадии структурно-прочностных изменений в вибропрессованном бетоне испытываемых образцов или элементах эксплуатируемых покрытий. Первая стадия – это период уплотнения его структуры, отражающийся в росте прочности и скорости ультразвука; вторая – стабилизация структуры при примерном постоянстве прочности и

скорости ультразвука и третья – начало и развитие деструкции бетона, отражаемой снижением скорости ультразвука и прочности. Выявленные закономерности позволили разработать графические зависимости, представленные для примера рис. 2. и являющиеся неотъемлемой частью предлагаемой методики.

Обобщение накопленных экспериментальных данных, позволило предложить: методику ускоренной (за пять суток) оценки морозостойкости вибропрессованного бетона в изделиях без осуществления циклических испытаний (не приведены в статье), а также методику оценки фактического состояния вибропрессованного бетона элементов благоустройства (мощения) в процессе эксплуатации покрытий (рисунок 2), на основании установленного по разработанной методике количества циклов «замораживания-оттаивания», которые «прошел» (накопил) бетон к моменту его оценки в привязке к стандартизированным циклическим испытаниям на морозостойкость и предлагаемым расчетным «приведенным» циклам (табл. 4). В обоих случаях оценка осуществляется по фактическим величинам влажности и скорости ультразвука в испытуемом бетоне. Величина последней сопоставляется с экспериментально установленным в настоящем диссертационном исследовании диапазоном ее значений, выявленным в процессе стандартных испытаний на морозостойкость образцов мелкозернистого (цементно-песчаного; рис. 2, *a* или *б*), либо бетона с крупным заполнителем (графические закономерности приведены в диссертации) и отражающим структурные (прочностные) изменения в бетоне на разных стадиях: упрочнения структуры, ее стабильности и разуплотнения структуры (деструкции). По полученному среднему значению $V_{уз,i}$ определяют количество стандартных циклов испытаний $N_{факт,i}$, которые прошел (накопил) бетон (рис. 2, *в* или *г*) и «остаточную» морозостойкость бетона из зависимости: $F_{оснi} = 250 - N_{фактi}$, циклов.

Ожидаемую долговечность оцениваемого бетона (элементов мощения) рассчитывают по зависимости: $D_i \sim F_{оснi} / N_{пр}^{зод}$, год.

Ее расчет (в годах) предложено осуществлять по «приведенным» циклам табл. 4, учитывающим отличия (по глубине, времени замораживания-оттаивания) циклического воздействия на бетон, в процессе эксплуатации покрытий от стандартизированных испытаний бетона на морозостойкость, с учетом среднегодовых данных о ко-

личестве таких циклов за холодный период года в климатической зоне эксплуатации покрытия и влияния механических нагрузок на бетон. При разработке методики и данных табл. 4 учтено, что, например, для г. Минска (за период 2000–2013 гг.) количество переходов температуры через отметку «0 °С» составило, в среднем более 100, т. е. приблизительно 50 естественных циклов за год. *Методика ускоренной оценки морозостойкости бетона изделий, изготовленных вибропрессованием и не подвергавшихся эксплуатационным воздействиям, предназначена для оценки этого показателя в оперативном порядке предприятиями-изготовителями элементов благоустройства (мощения). По результатам такой оценки технологические службы, при необходимости, корректируют параметры производственного технологического процесса.*

Таблица 4

Расчетное количество среднегодовых «приведенных» циклов

Состояние структуры бетона, установленное в процессе оценки	Расчетное количество $N_{пр}^{зод}$, цикл/год, в зависимости от условий эксплуатации покрытий: уровня и вида механических нагрузок			
	отсутствует или статическая, менее 40 %	статическая, (40–50) %	статическая, (51–60) %	статическая, > 60 % и динамическая
Стадия I (упрочнение и стабильность – начальная фаза)	12,5	13,5	14,5	17,5
Стадия II (стабильность – завершающая фаза)	13,5	15,0	16,5	20,0
Стадия III (разуплотнение)	20,0	21,0	22,5	25,0

Заключение:

1. Разработана, экспериментально обоснована и апробирована методика оперативной оценки фактического состояния вибропрессованного бетона в процессе эксплуатации изготовленных из него элементов благоустройства (тротуарных и иных плит, бортовых и иных камней) и их ожидаемой (остаточной) морозостойкости, а также долговечности устроенных из них покрытий с учетом комплексных физико-механических воздействий на бетон, что позволяет осуществлять плановое или контрольное наблюдение за состоянием таких покрытий с использованием методов неразрушающего

контроля (для определения влажности бетона и скорости ультразвука в нем), заблаговременно планировать ремонтные мероприятия или их замену, а также позволяет оценить возможность повторного использования изымаемых из покрытий элементов мощения и ожидаемый срок их дальнейшей эксплуатации [1, 3].

2. Разработана, экспериментально обоснована и апробирована методика

ускоренной оценки морозостойкости бетона вибропрессованных изделий – элементов благоустройства (мощения), не подвергавшихся эксплуатации, позволяющая произвести оценочные испытания бетона в течение пяти дней с использованием методов неразрушающего контроля влажности и скорости ультразвука (без проведения циклических испытаний) и определить данный показатель, а на этом основании вносить (при необходимости) корректировки в технологический процесс изготовления изделий с целью обеспечения требуемой морозостойкости бетона и качества продукции [2, 4, 5].

3. Получены новые результаты комплексных экспериментальных исследований, выявившие закономерности «накопления» изменений в структуре (пористости) вибропрессованного бетона под влиянием циклического воздействия замораживания-оттаивания в водной среде или растворе NaCl при одновременном дополнительном воздействии статической или динамической (ударной, сосредоточенно приложенной) нагрузки, что позволило установить возрастающее деструктивное влияние статической нагрузки, превышающей уровень в 50 % от его проектной прочности, резко нарастающее при ее увеличении не менее 70 % от проектной, и, особенно, под действием ударной сосредоточенно приложенной динамической нагрузки, в итоге приводящих к снижению устойчивости бетона при циклических воздействиях как испытательной, так и эксплуатационной среды, снижению его эксплуатационной надежности и долговечности в 2–3 и более раза [4, 5, 6].

4. Получены новые результаты экспериментальных исследований, выявившие закономерности изменения скорости распространения ультразвукового импульса в бетоне, подверженном комплексному воздействию размораживания и механических нагрузок, которые подтверждают взаимосвязь этих изменений с нижней (не менее 40 % проектной прочности бетона на сжатие) и верхней (не менее 70 % проектной прочности бетона) границами трещинообра-

зования и адекватно отражают соответствующие изменения в состоянии структуры (пористости) бетона. Данные закономерности позволили разработать графические зависимости для оценки фактического состояния бетона в процессе его эксплуатации и количественно (по установленным значениям влажности и скорости ультразвука) оценить степень морозной деструкции испытываемого (или – эксплуатируемого) бетона. На этом основании (по разработанной методике) рассчитать его «остаточную» морозостойкость и ожидаемую эксплуатационную долговечность, а также определить возможность повторного использования изымаемых при ремонтах (заменах) элементов мощения и ожидаемый период их эксплуатации [2, 4].

5. Получили развитие представления о влиянии технологических факторов: состава бетона, свойств материалов, степени уплотнения и условий твердения, на структурные и прочностные характеристики вибропрессованного бетона, что позволяет определять рациональное сочетание их с целью обеспечения требуемой морозостойкости элементов благоустройства, изготавливаемых способом вибропрессования; выявленные при этом закономерности изменения скорости ультразвука в процессе испытаний бетона на морозостойкость позволили предложить и обосновать ускоренную методику ее оценки в вибропрессованных изделиях, не подвергавшихся эксплуатационным воздействиям. В совокупности это развивает и дополняет теоретические и эмпирические положения о морозной деструкции конструкционного бетона, методах и приемах ее оценки [1, 2, 6].

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горчаков, Г. И., Капкин, М. М., Скрамтаев, Б. Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. – М.: Стройиздат, 1965. – 195 с.
2. Москвин, В. М., Подвальный, А. М. Морозостойкость бетона в напряженном состоянии. Бетон и железобетон, 1960, № 2.
3. Ахвердов, И. Н., Каплан, Э. Л. Механизм упрочнения бетона при его раннем замораживании/ДАН БССР, Т. 17, № 7. – Минск, 1967. – С. 688–691.
4. Батяновский Э. И. Влияние многократных механических нагрузок на свойства тяжелого бетона / Э. И. Батяновский, А. И. Бон-

дарович, П. В. Рябчиков // Строительная наука и техника, 2007. – № 1–10. – С. 12–22.

5. Батяновский Э. И. Морозо- и солестойкость бетона, подверженного механическим нагрузкам / Э. И. Батяновский, А. И. Бондарович // Вестник БНТУ, 2008. – № 4. – С. 5–16.

6. Бондарович, А.И. Влияние комплексного воздействия эксплуатационной среды и механических нагрузок на динамику изменения свойств бетона элементов благоустройства / А. И. Бондарович, Э. И. Батяновский // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов европейского союза в области строительства: материалы научно-методического семинара (Минск, 22–23 мая 2013 г.): сб. науч. статей науч.-метод. семинара. в 2-х частях. – Минск: БНТУ, 2013 г. Ч. 2. С. 28–39.

УДК 691.41

ИССЛЕДОВАНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ СВОЙСТВ МЕМБРАННОЙ ГИДРОИЗОЛЯЦИИ

ГАЛУЗО О. Г., РОМАНОВ Д. В.

Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

К гидроизоляционным материалам относят строительные материалы, обладающие водонепроницаемостью и соответствующие определенным эксплуатационным требованиям по прочности, биостойкости, теплостойкости, деформативности. Применяются для защиты строительных конструкций и сооружений от воздействия воды с целью обеспечения их долговечности, а также для предотвращения утечки воды или других жидкостей из резервуаров и других емкостей.

В XXI веке, учитывая загрязненность атмосферы и воздействие агрессивных веществ на конструкции, может проникать в материал конструкции не только вода, но и водные растворы различных агрессивных веществ. Поэтому, кроме водонепроницаемости, важным показателем качества гидроизоляции становится ее химическая стойкость.

Гидроизоляционные материалы в отличие от кровельных, работают в условиях постоянного воздействия влаги или агрессивных водных растворов, в том числе и под давлением.

ISO-DRAIN есо 10 G – гидроизоляционная полиэтиленовая мембрана высокой плотности, простая и безопасная в использовании, обеспечивает высокую защиту, изоляцию, герметичность.

Эту гидроизоляционную мембрану можно укладывать как горизонтально так и вертикально. ISO-DRAIN есо 10 G в дополнение к торцевому уплотнению включает в себя систему герметизации, которая гарантирует водонепроницаемость швов и всей системы в целом, что является барьером на пути воды, влаги и давления пара.

Благодаря точному стыковочному узлу мембрана ISO-DRAIN есо 10 G позволяет добиться герметизации простым перехлестом краев. Подобная специальная герметизация сделает укладку системы быстрой и простой, придаст системе надежность и долговечность. При правильном применении не существует опасности разрыва мембраны, даже если материал подвергается сильному растяжению.

ISO-DRAIN есо 10 G выпускается в рулонах, высота которых всегда 2,0 м. Благодаря этому все изоляционные работы могут выполняться вне зависимости от размеров и форм поверхности, которую необходимо покрыть.

ISO-DRAIN есо 10 G применяют для гидроизоляции:

- фундаментов подпорных стен, влажных стен;
- зеленой крыши, плоской крыши;
- поверхности в прямом контакте с землей.

ISO-DRAIN есо 10 G состоит из гибкого листового сверхпрочного профилированного полиэтилена (ПЭ) высокой плотности и наклеенного нетканого полотна (геотекстиль) «GEO», который приклеен на входной (верхней) стороне дренажного элемента. Геотекстиль служит в качестве фильтрующего холста и предотвращает попадание мелких и мельчайших частиц грунта в дренажный элемент. Специально профилированный полиэтилен черного цвета имеет выступы высотой 9 мм. Общая высота дренажного элемента 10 мм, толщина нетканого полотна – 0,4 мм [2].

В лаборатории НИИЛ БиСМ проведены исследования двухслойного рулонного материала ISO-DRAIN есо 10 G / nature, предназначенного для устройства кровельных покрытий при строительстве и

реконструкции зданий и сооружений различного назначения производства «INTERPLAST Kunststoffe GmbH», Германия.

Водопрopusкная способность в плоскости полотна при приложенной нагрузке определена согласно СТБ ISO 12958-2009 [3] по формуле (1):

$$q_{\text{нагрузка/градиент}} = \frac{V \cdot R_t}{W \cdot t}, \quad (1)$$

где $q_{\text{нагрузка/градиент}}$ – водопрopusкная способность в плоскости полотна при заданных значениях градиента напора и сжимающей нагрузки, л / м · с;

V – средний объем воды по трем измерениям, л;

R_t – поправочный коэффициент для приведения температуры воды к 20 °С;

W – ширина образца, м;

t – время сбора объема воды, с.

При прямом измерении объемного расхода воды Q необходим учет температурной поправки, и тогда водопрopusкную способность в плоскости полотна $q_{\text{нагрузка/градиент}}$ рассчитывают по формуле (2)

$$q_{\text{нагрузка/градиент}} = \frac{Q \cdot R_t}{W}, \quad (2)$$

где Q – объемный расход воды, м³/с.

Схема и фотография установки для определения водопрopusкной способности представлены на рис. 1, 2.

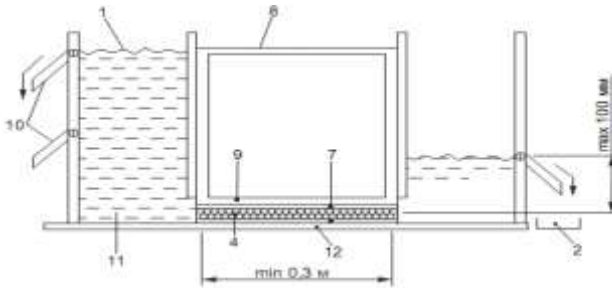


Рис. 1. Схема установки для определения водопропускной способности:
 1 – подача воды; 2 – сбор воды; 4 – испытываемый образец; 7 – прокладка;
 8 – нагрузка; 9 – нагрузочная плита; 10 – водосливы при градиентах напора 0,1 и 1,0;
 11 – резервуар для воды; 12 – плита основания прибора



Рис. 2. Фотография установки для определения водопропускной способности

Прочностные характеристики по ГОСТ 23206-2017 [1] и водопропускная способность ISO - DRAIN есо 10 G представлены в табл. 1.

Согласно методике НИИЛ БиСМ 03-М-026-17 фильтрующую способность геотекстильного полотна дренажного элемента (вертикально плоскости) рассчитывают по формуле (3):

$$q_{\text{верт}} = \frac{Q}{S \cdot t}, \quad (3)$$

где $q_{\text{верт}}$ – фильтрующую способность геотекстильного полотна дренажного элемента (вертикально плоскости), л / м² · с;

Q – средний объем по трем измерениям, л;

S – площадь поперечного сечения трубы, м²;

T – среднее время с заполнения мерного сосуда по трем измерениям, с;

Таблица 1

1. Характеристики материала при сжатии:	ГОСТ 23206-2017			
1.1 Прочность на сжатие, кН/м ²	425	415	417	419
	При максимальной нагрузке происходит смятие материала и разрушение полиэтиленового листа вследствие интенсивного увеличения деформации сжатия.			
1.2 Деформация образца при сжатии, мм (скорость нагружения не более 1мм/мин) при нагрузках, кН/м ² :				
– 40	0,63	0,60	0,60	0,61
– 100	0,84	0,96	0,90	0,90
– 400	1,53	1,65	1,60	1,59
1.3 Нагрузка при сжатии, кН при деформациях, %:				
– 2	0,05	0,05	0,04	0,05
– 5	0,42	0,38	0,40	0,40
– 10	2,04	1,97	2,05	2,02
1.4 Остаточная деформация сжатия, % после нагружения до деформации сжатия, %	ГОСТ 23206-2017			
– 2	0,11	0,12	0,12	0,12
– 5	0,25	0,24	0,23	0,24
– 10	0,54	0,55	0,55	0,55
2. Водопропускная способность в плоскости полотна при приложенной нагрузке, л/м·с:	СТБ ISO 12958-2009			
20 кПа и градиенте напора 0,1				
в продольном направлении	1,08	1,02	1,08	1,06
в поперечном направлении	1,09	1,10	1,03	1,07
– 20 кПа и градиенте напора 1,0				
в продольном направлении	4,36	4,38	4,34	4,36
в поперечном направлении	4,34	4,36	4,32	4,34
– 200 кПа и градиенте напора 0,1				
в продольном направлении	1,05	1,01	1,04	1,03
в поперечном направлении	1,04	1,03	1,03	1,03
200 кПа и градиенте напора 1,0				
в продольном направлении	4,28	4,32	4,30	4,30
в поперечном направлении	4,29	4,30	4,30	4,30

Фильтрующая способность геотекстильного полотна дренажного элемента представлена в табл. 2.

Таблица 2

Фильтрующая способность в направлении перпендикулярном плоскости полотна при гидростатическом давлении 0,001 МПа, л/(м ² ·с)	Методика НИИЛ БиСМ 03-М-026-17			
	90,5	90,5	91,5	90,8

Проведенные исследования в лаборатории НИИЛ БиСМ двухслойного рулонного материала ISO-DRAIN eco 10 G / nature, предназначенного для устройства кровельных покрытий при строительстве и реконструкции зданий и сооружений различного назначения производства «INTERPLAST Kunststoffe GmbH», Германия показывают, что для того чтобы испытать современный материал и дать объективную оценку пригодности использования его на рынке Республики Беларусь требуется использование как методик разработанных в лаборатории НИИЛ БИСМ, так и нормативных документов ГОСТ и СТБ ISO.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 23206-2017. Пластмассы ячеистые жесткие. Метод испытания на сжатие. Введ. 20.12.2018. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2018. – 7 с.
2. Змачинский А. Э. Новый гидроизоляционный и дренажный материал и его эксплуатационные свойства / Галузо Г. С., Коваженкова В. И. // Материалы третьей международной научно-технической конференции. Том 1. 2006. – С. 424–429.
3. СТБ ISO 12958-2009. Материалы геотекстильные и изделия на их основе. Метод определения водопропускной способности в плоскости полотна. Введ. 29.12.2009. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2009. – 10 с.

БИОПОВРЕЖДЕНИЯ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, МЕРОПРИЯТИЯ ПО ВОССТАНОВЛЕНИЮ

ЖУРАВСКАЯ Н. Е., ШЕВЧЕНКО К. В., ЖУРАВСКИЙ Д. А.

Киевский национальный университет строительства и архитектуры
Киев, Украина

Вступление. Коррозия означает процесс разрушения, который путем физико-химических реакций между материалом и окружающей средой приводит к ухудшению свойств материала. Иногда этот процесс может быть полезным, например, при утилизации отходов и их переработке. Но чаще коррозия наносит ущерб материалам, загрязняет окружающую среду продуктами коррозии, снижает надежность конструкций, приводит к нарушению функций различных производственных и технологических систем, отражается на жизнеобеспечении общества. Оценка затрат, связанных с коррозией, состоит из затрат на защиту материалов и конструкций, на замену поврежденных частей, убытков от аварий и остановки производственных процессов, а иногда и несчастных случаев [1].

Причины коррозии бетона. Капиллярно-пористая структура бетона обусловлена многокомпонентностью состава разного уровня дисперсности и физико-химическими процессами усадки. Для получения необходимой подвижности бетонной смеси добавляется от 50 до 70 масс. % Воды. В процессе твердения химически связывается лишь 24–28 %. Усадка бетона вызывается, во-первых, потерей лишней воды при твердении (физическое усадка) и, во-вторых, образованием при гидратации менее объемных гидратированных структур (> конструкционная усадка). Это приводит к трещинообразованию и дальнейшего развития сети капилляров и пор. Поверхность бетона становится уязвимой для воды и присутствующих в окружающей атмосфере газов. С другой стороны, свободная известь в бетоне обладает высокой химической активностью реагирует с атмосферными газами и грунтовыми водами, вносит значительный вклад в коррозию поверхности [1].

Основные процессы коррозии бетона.

1. Замораживание – оттаивания. Техника, в порах бетона вода при замерзании увеличивается в объеме, создавая давление кристаллизации и провоцируя механическую деструкцию материала.

2. Свободная известь входит в химические реакции с углекислым газом воздуха (коксования), сернистым газом, окислами азота, попадающих в атмосферу из выхлопных газов и промышленных выбросов, вызывая влагу и разрушения бетона.

3. Гигроскопичные водорастворимые соли грунтовых вод разрушающе действуют на материал с помощью давления кристаллизации и гидратации солей, а также за счет возможных химических реакций со свободной известью и составляющими цементного камня.

4. Все органические и неорганические растворы кислого характера ($> \text{pH} < 6$) в той или иной степени разрушают бетон, нейтрализуя свободную известь и повреждая цементный камень.

5. Нефтепродукты ослабляют связь между заполнителем и цементом, а также между бетоном и арматурой.

6. Аммиак и мочевины сорбируются бетоном, вызывая т. н. аммиачную коррозию цементного камня.

7. Сероводород очистных сооружений под воздействием кислорода и серных бактерий окисляется в сернистую и серную кислоты и разрушает бетон

8. Непрофессиональное совмещение цементных и гипсовых материалов может привести во влажной среде до образования объемного соединения – цементной бациллы $3\text{CaOAl}_2 > \text{O}_3 > 3\text{CaSO}_4 > 3\text{H}_2 > \text{O}$.

Процессы коррозии можно предотвратить или затормозить, используя поверхностные или объемные средства защиты бетона [1, 2].

Классификация видов коррозии бетона:

– Химическая коррозия: происходит в средах, которые не проводят электрического тока. Она обуславливается действием на металлы неэлектролитов (спирта, бензина, минеральных масел и т. д.) и сухих газов (кислорода, оксидов азота, хлора, и т. д.) при высокой температуре (так называемая газовая коррозия).

– Электрохимическая коррозия: более распространена и наносит значительно больший вред, чем химическая. Она возникает при контакте двух металлов в среде водных растворов электролитов.

– Эрозионная коррозия: специальный тип неоднородной коррозии пассивных металлов, при которой образуются углубления (ямки), обычно происходит в присутствии некоторых ионов при определенном положительного электродного потенциала относительно критического потенциала образования ямок и бугорков.

– Биокоррозия: коррозия, вызванная микроорганизмами (грибков, бактерий, водорослей) или продуктами их жизнедеятельности.

Биологическая коррозия бетона и железобетона. Под биологической коррозией понимают процессы повреждения бетона, вызванные продуктами жизнедеятельности живых организмов (бактерии, грибы, мхи, лишайники и микроорганизмы), которые поселяются на поверхности строительных конструкций. Бактерии, грибы, водоросли способны развиваться на конструкциях из бетона и проникать в капиллярно-пористую структуру материала. Продукты их метаболизма (органические кислоты и щелочи) разрушают компоненты цементного камня (особенно в условиях высокой влажности) [2].

Микробиологическая коррозия цементных бетонов встречается в жилых и промышленных зданиях, транспортных и гидротехнических сооружениях, чаще поражаются элементы отстойников, градирен, коллекторов, трубопроводов, 70 опоры коммуникаций, пола предприятий пищевой промышленности. Внешними признаками повреждения микроорганизмами минеральных строительных материалов является их вспучивания, растрескивания, откалывания целых фрагментов штукатурки или кирпича, на полу и стенах проступают темные пятна. Часто эти явления способствуют климатические условия (высокая влажность, перепады температур). Считается, что среда, контактирует с бетоном и железобетоном, будет опасным, когда имеет $\text{pH} = 7,2\text{--}7,6$, а $E_h \leq 0,1$.

Как правило, здание из бетона (или кирпича) поражается грибами и бактериями очень сильно, при этом фасад поражается конечно плесневыми грибами и бактериями на большую глубину (>5 мм), а внутренние помещения, в которых наблюдаются признаки протекания практически только бактериями разных видов. Кроме указанных видов биозагрязнений, необходимо назвать и повреждения паразитирующей растительностью (зеленые разводы на домах), возбудителями которой являются водоросль, что приводит ощутимого разрушения.

Значительное поражение микроорганизмами как фасадных строительных материалов, так и материалов для внутренних помещений может повлиять на снижение санитарно-гигиенической характеристики зданий. Фасадные строительные материалы повреждаются преимущественно грибами и бактериями, среди которых присутствуют как спорообразующие, так и неспорообразующие формы.

Микроорганизмы создают на поверхности конструкций агрессивная среда из продуктов своей жизнедеятельности в виде кислот, кислых газов, сульфидов, аммиака и других агрессивных веществ. Широкие исследования влияния бактерий на бетон установили, что больше всего разрушают цементный камень и бетон динитрифицирующие бактерии, окисляющие серу. В результате деятельности этих бактерий образуется серная кислота, и разрушает бетон. Значительно снижают прочность бетона и анаэробные азотфиксирующие бактерии. Они образуют масляную кислоту, которая также является агрессивной. В этом случае уменьшаются силы сцепления составных частей камня вследствие образования соединения кальция и происходит разложение извести и гидратных новообразований под воздействием ионов водорода.

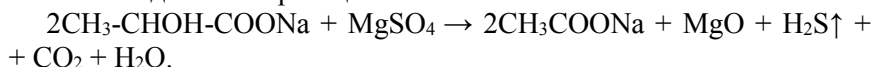
Наиболее опасными по бетону и железобетону является тионовые нитрифицирующие, углеводов окисляющие и сульфатредуцирующие бактерии, а также грибы, образующие в результате своей жизнедеятельности неорганические и органические кислоты. Опасные для бетона и разного вида бактерии. Они действуют в основном на мочевины (содержащийся в сточных водах), гидролизуют ее, выделяя при этом аммиак и угольную кислоту. Аммиак может взаимодействовать в присутствии извести цемента с сульфатами воды и образовывать легкорастворимую соль $\text{CaSO}_4 \cdot (\text{NH}_4) 2\text{SO}_4 \cdot 3 \text{H}_2\text{O}$.

Механизм действия биогенной сернокислотного коррозии проявляется в следующем. Летучие соединения серы (H_2S , органические полисульфиды) превращаются бактериями через промежуточную ступень в виде элементарной серы. Серная кислота производится бактериями рода *Thiobacillus*, которые называют «пожирателями бетона». В свежо замешанному бетоне, который имеет высокощелочную среду ($\text{pH} > 12$), эти бактерии не заселяются. Но в результате карбонизации значение pH уменьшается до 9 и ниже, а в такой среде развиваются вышеуказанные бактерии и их разновидности. В результате жизнедеятельности бактерий pH на поверхно-

сти бетона снижается еще больше – до 5 и меньше, и создаются условия, необходимые для развития этих опасных для бетона бактерий. В канализационных системах особенно подвержены коррозии участки с высокой концентрацией летучих соединений серы.

Биогенная сернокислотная коррозия зависит как от потока сточных вод, так и от времени года. В местах завихрений потока сточных вод (например, на насосных станциях) всегда высвобождается больше летучих соединений серы. В летние месяцы их концентрация еще повышается, так как в этот период создаются более благоприятные условия для бактерий, из-за более высокой температуры. Потребление населением белков (молоко и молочные продукты, мясо и мясные продукты), использование сульфат содержащих моющих средств и частично более высокие температуры сточных вод (например, вследствие слива в канализацию горячей воды из стиральных машин) также создает благоприятные условия для микроорганизмов, участвующих в биогенной сернокислой коррозии.

Образование летучих соединений серы H_2S осуществляется бактериями в анаэробных условиях (без кислорода) с сульфатов в сточных водах такой реакции:



На дрожжевых производствах питательную среду, на которой выращиваются пекарские дрожжи, является благоприятным для развития всех микроорганизмов, а в условиях сильной аэрации могут развиваться и различные виды бактерий. В результате штукатурка стен и потолка покрывается трещинами глубиной до 5 см, темными пятнами и черным налетом, который смывается только водой под давлением, еще более интенсифицирует разрушения цементного бетона, вызывая выщелачивания из него свободной извести.

Методы защиты.

Основные методы защиты материалов от биоповреждения микроорганизмами:

- Механическое удаление загрязнений.
- Поддержка правильного санитарно-гигиенического и температурно-влажностного режима ($20\text{ }^\circ\text{C} > t > 60\text{ }^\circ\text{C}$, относительная влажность окружающего воздуха менее 80 %, аэрация).

– Физические методы (бактериальные фильтры, электромагнитное, радиационное и ультрафиолетовое облучение, ультразвук, электрохимическая защита).

– Гидрофобизация поверхности.

– Предотвращение проникновения микроорганизмов к объекту (герметизация, очистки воздуха, вакуум, биоцидные газовая среда).

– Удаление одного из элементов, необходимых для роста микробов (например, использование хелатных соединений железа и магния, связывающие металлы, необходимые для роста микроорганизмов).

– Биологическая защита (антагонизм, конкуренция микроорганизмов).

– Создание материалов с заданными биостойкими свойствами (один или несколько компонентов материала обладают биоцидными свойствами).

– Применение биоцидных соединений - одно из наиболее эффективных и распространенных способов защиты.

В связи с тем, что микрофлора, поражает материалы и изделия, очень разнообразна и нередко включает организмы, относящиеся к разным группам, наиболее целесообразно применять биоциды широкого спектра действия, а также смеси различных соединений. Особый интерес представляют биоциды с ограниченным сроком действия, поскольку с окончанием определенного количества времени снимается вопрос о токсичности материала.

Классификация биоцидов, химические средства защиты от биоповреждений классифицируют по биологическому действию, назначению и объектом применения, химическим составом:

– фунгициды – для защиты материалов и изделий от повреждения грибами (главным образом плесневыми);

– бактерициды – для защиты от гнилостных, кислотообразующих и других бактерий;

– альгициды и моллюскоциды – для защиты морских судов, гидротехнических сооружений, систем промышленного водоснабжения и мелиорации от обрастания водорослями и моллюсками;

– гербициды – для защиты зданий, сооружений, особенно памятников архитектуры, городских территорий и строительных площадок, обочин автомобильных насыпей железных дорог, аэродромных взлетно-посадочных полос от высших растений;

Эта классификация в известной степени условна, поскольку многие биоцидов по комплексу биоцидных и физико-химических свойств могут использоваться для защиты нескольких групп материалов; нами проведены исследования по защите от биоповреждений, биообрастания материала при его получении и защиты строительных конструкций при эксплуатации [3].

Для защиты конструкций от биологической коррозии эффективным и основным способом является обработка поверхности изделия бактерицидными средствами (содержат хлор, формалин и т. д.). Очень часто бактерицидные вещества вводят в состав лакокрасочных материалов и других видов покрытий. Но такой способ защиты достаточно дорогой и не всегда возможен [4].

Методы защиты бетона и железобетона от коррозионного разрушения делят на первичные и вторичные. К первым относятся:

- Корректировки состава, цель которых – обеспечение высокой плотности и прочности бетона, хорошей водонепроницаемостью.
- Применение специальных добавок и вяжущих с особыми характеристиками.
- Разработка конструктивных решений, обеспечивающих защиту стальной арматуры.

Целью вторичных защитных мер является исключение прямых контактов поверхности бетонных и железобетонных конструкций с агрессивными средами. Такими способами являются:

- Устройство наклеиваемой гидроизоляции. Этот вариант используется при контакте бетонной поверхности с влажной почвой или при его периодическом смачивании жидкостями-электролитами.

- Применение обмазочных гидроизоляционных материалов. Наиболее распространены мастики на базе различных смол.

- Обработка поверхностей с помощью пропитывающих жидкостей. Уплотнительные покрытия, повышающие водонепроницаемость поверхностного слоя бетона, часто наносят перед использованием лакокрасочных покрытий.

- Применение акриловых и лакокрасочных покрытий – актуально при взаимодействии поверхности бетонного элемента с твердыми материалами [5].

Действенным способом борьбы с биокоррозией является обработка эксплуатационных сред бактерициды – водным раствором мед-

ного купороса (0,1 – 0,3 мг/л) и хлором (0,4 – 0,5 мг/л). Эффективным является облицовка конструкций кислотоустойчивыми материалами (плиткой или кирпичом)

Существуют бетоны устойчивые к органическим агрессивным средам, например, пластбетон на основе фурфуролацетонового мономера (мономер ФА), но он выделяет в воздух фурфурол и ацетон. Санитарно-химические и токсикологические исследования показали, что как в ранние сроки, так и при повышенных температурах концентрации летучих компонентов пластбетона в виде фурфурола и ацетона значительно ниже допустимых концентраций этих веществ в воздухе и тем более в производственных помещениях. Поэтому пластбетон на основе мономера ФА можно рекомендовать в качестве материала для строительных конструкций на предприятиях пищевой промышленности. Его также применяют в легкой, химической, медицинской отраслях промышленности. С целью применения светлых и цветных пластбетона, химически устойчивых при контакте с органическими веществами, было предложено синтетическое связующее – термопластичная эпоксидная смола ЭД-6.

Более перспективными являются материалы проникающего действия, применение которых значительно повышает эксплуатационные характеристики, например, бетона. Принцип их действия заключается в проникновении под воздействием осмотического давления химически активных веществ в капиллярно-пористую структуру бетона, где взаимодействуют с составляющими цементного камня. Следствием этого является уплотнение структуры бетона, перекрывается доступ воде, но не воздуху. Глубина проникновения такого герметика в бетон может достигать 100 мм и более (сплошным фронтом) в зависимости от плотности основания. К таким материалам относятся смеси «Виатрон» «Гидротэкс», мастика «Гипердесмо», «Акватрон», «Пенетрон», гибкая цементная мембрана «Феникс», «Еволит-гидро» и другие. Каждая марка имеет свою область применения. Эти препараты не токсичны и решают целый ряд задач, а именно гидроизоляционная защита конструкций, антибактериальная санация, теплоизоляция зданий и сооружений [4].

Выводы. Таким образом, коррозия – это больше негативное явление, чем положительное. Она приводит к повреждению материалов, загрязняет окружающую среду, снижает надежность конструкций, приводит к нарушению функций различных производственных

и технологических систем, отражается на жизнеобеспечении общества. Оценка экономических затрат, связанных с коррозией, состоит из затрат на защиту материалов и конструкций, на замену поврежденных частей, убытков от аварий и остановки производственных процессов, а иногда и несчастных случаев. Применение биоцидных соединений – один из наиболее эффективных и распространенных способов защиты от коррозии для окружающей среды, в том числе. В дальнейшем планируется ряд исследований с использованием нанотехнологий по предупреждению биообрастания различных видов материалов и конструкций.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Корозія та захист будівельних матеріалів та конструкцій 2013 р. – Режим доступу: <https://core.ac.uk/download/pdf/18431591.pdf> (дата звернення: 02.06.20).

2. Журавська Н. Є. До питання біопошкодження бетону та залізобетону / Н. Є. Журавська // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2014. – Вип. 28. – С. 180–186. – Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/rmkbs_2014_28_28.

3. Журавська Н. Є. Енергозберігаюча технологія запобігання впливу біокорозії на матеріали / Н. Є. Журавська // Містобудування та територіальне планування. – 2016. – Вип. 60. – С. 155–162. – Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/MTP_2016_60_20.

4. Биокоррозия – Режим доступу: <https://www.okorrozii.com/biokorrozia.html> (дата звернення: 02.06.20).

5. Коррозия бетона: виды, методы защиты – Режим доступу: https://udarnik.spb.ru/vse-o-betone/korroziya_betona/ (дата звернення: 02.06.20).

ЭЛЕКТРОСТАЛЕПЛАВИЛЬНЫЕ ШЛАКИ КАК КОМПОНЕНТ САМООТВЕРЖДАЮЩИХСЯ СМЕСЕЙ

КАЛЫСКА А. О.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Основные направления использования шлаков в строительстве – применение их в качестве инертных материалов: подсыпки, дренажа, заполнителей в бетонах, основания дорожных одежд и др [1, 2, 3]. Это позволяет экономить дорогостоящий и дефицитный щебень, песок, причем может оказаться даже более предпочтительным, поскольку шлаковый щебень имеет более шероховатую поверхность и содержит мало зерен лещадной формы. Второе направление связано с использованием способности шлаков проявлять вяжущие свойства, что позволяет более рациональным образом подходить к проблеме экономии цемента.

На Белорусском металлургическом заводе (БМЗ) ежегодно образуется более 120 тыс. т электросталеплавильного шлака, запасы которого в отвалах уже превышают 1 млн т. Основное применение электросталеплавильные шлаки Белорусского металлургического завода (БМЗ) в строительстве находят в качестве неукрепленных оснований дорожных одежд, наполнителя для асфальтобетона, и др.) [4]. На БМЗ установлено дробильно-сортировочное оборудование, с помощью которого шлак из отвала перерабатывается в фракционированные смеси, шлаковые щебень и песок. Следует отметить, что мелкая его фракция (0–5 мм) является маловостребованной. Между тем, по нашим данным, она обладает потенциальными вяжущими свойствами.

В НИИЛ БиСМ были выполнены исследования различных активаторов твердения шлаковых смесей в виде растворов щелочей и солей, которыми затворяли мелкую фракцию шлака (<1,25 мм), полученную дроблением крупных кусков. Смесь, готовилась вручную, далее формовались кубики $2 \times 2 \times 2$ см, на которых далее через каждые 7 суток определялась прочность при сжатии.

Полученные данные показывают, что можно увеличить скорость твердения и прочностные показатели в 1,5–2,0 раза и получить в течение пер вых 7 суток прочность на сжатие до 5 МПа (рис. 1)

Применение сульфатного компонента (сульфатная активация) исследовалось подробнее ввиду доступности такого реагента.

По химическому составу шлаки схожи с цементным клинкером. Они представляют собой расплав оксидов, образующихся при взаимодействии с кислородом примесей, содержащихся в металлическом леме, шлакообразующих, вносимых в сталеплавильную ванну для корректировки состава, а также футеровки сталеплавильных агрегатов. В процессе медленного охлаждения в отвале образуются высокоосновные слабоактивные электросталеплавильные шлаки с плотной структурой, подверженные силикатному и известковому распаду.

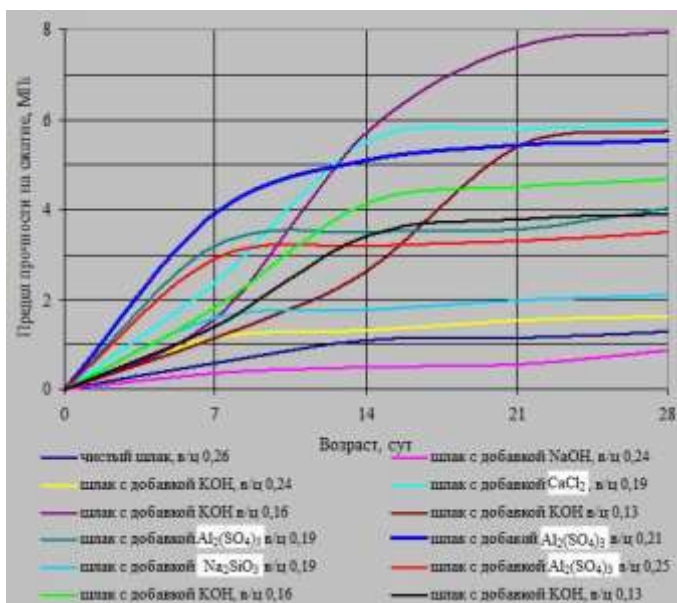
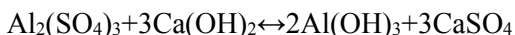


Рис. 1. Набор прочности образцов активированных шлаков

При затворении водным раствором сульфата алюминия при гидратации могут образовываться минералы с вяжущими свойствами, например этtringит. Известно, что этот минерал может образовыв-

ваться в присутствии гипса и гидроксида кальция [5]. Гидроксид кальция может появляться в шлаке в результате гашения свободной CaO, присутствующей в свежем шлаке, и неполного перехода его в CaCO₃ при хранении в отвале. При затворении шлака сульфатным активатором (в качестве активатора применяли раствор сульфата алюминия, являющегося побочным продуктом Гомельского химического завода) происходит следующая реакция:



Для проверки высказанного предположения контрольные образцы дробленого шлака затворялись водой (состав 1), а основные – раствором сульфата алюминия (составы 2–6). Результаты определения прочности в возрасте 7 суток нормально влажностного твердения показывают, что происходит набор прочности основных образцов до 3 МПа (табл. 1). Контрольные образцы в этих условиях набирают очень малую прочность. В возрасте 28 суток прочность основных образцов увеличилась незначительно – до 5 МПа, что свидетельствует о том, что интенсивный набор прочности завершается в первые дни после затворения.

Таблица 1

Прочность образцов шлака

состав №	количество активатора, % от m шлака	возраст, сут			
		7	14	21	28
1	0	0,6	1,1	1,2	1,3
2	1,0	2,4	2,5	2,8	2,4
3	1,5	3,3	3,5	3,8	3,1
4	2,0	3,2	3,8	4,0	4,5
5	2,5	3,3	3,8	4,3	5,5
6	3,0	3,2	3,6	4,6	5,5

При работе со смесью шлака с активатором наблюдалось быстрое схватывание смеси, которое, по нашему предположению, может быть результатом образования в первую очередь сульфата кальция (гипса) и гелеобразного гидроксида алюминия, связывающих значительное количество воды. Дальнейшее твердение вызвано медленным процессом возникновения гидратных новообразований, в частности, гидросульфоалюмината кальция.

Снимки структуры затвердевшего шлака, сделанные при помощи сканирующего электронного микроскопа «Vega II LMU» (Tescan, Чехия) показывают, что в ней появляются игольчатые новообразования, характерные для гидросульфоалюмината кальция [6], который вносит положительный вклад в рост прочности материала за счет механического переплетения кристаллов В этом случае можно говорить об армировании структуры. На снимках контрольных образцов шлака, затворенных водой, такого явления не наблюдается.

Рентгенофазовый анализ затвердевшего активированного шлака показал появление характерных для гидросульфоалюмината кальция пиков ($d = 9,79; 5,64$) на дифрактограмме (рис. 4).

На основании полученных результатов можно сделать вывод о перспективности дальнейших исследований применения электросталеплавильных шлаков в отверждающихся строительных смесях совместно с химическими активаторами.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СТБ 1957-2009 Щебень и песок шлаковые для дорожного строительства. Технические условия.
2. Подольский В. П., Духовный Г. С., Погромский А. С. Опыт использования электросталеплавильных шлаков в составе минеральной части асфальтобетонов // Научный вестник ВГАСУ. – 2004. – № 2. – С. 136–138.
3. Духовный Г. С., Погромский А. С. Комплексное использование электросталеплавильных шлаков в конструкциях дорожных одежд // Строительные и отделочные материалы. Стандарты XXI века: Труды XIII Международного семинара Азиатско-Тихоокеанской академии материалов. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2006. – Т. 2. – С. 72–73.
4. Костенко А. К. Оценка эколого-экономической эффективности использования электросталеплавильного металлургического шлака в дорожном строительстве. Минск: «Вестник БНТУ» 2.2008.
5. Волженский А. В. Минеральные вяжущие вещества / А. В. Волженский. – М.: Стройиздат, 1986. – 464 с.
6. Дворкин Л. И. Строительные материалы из отходов промышленности: учеб.-справ. пособ. / Л. И. Дворкин, О. Л. Дворкин. – Ростов н/Д.: Феникс, 2007. – 368 с.

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ЭЛЕКТРОПРОВОДЯЩЕГО БЕТОНА

КОНЬКОВ В. В.

Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Республика Беларусь

В течение ряда лет требования к эксплуатационным качествам зданий и сооружений постоянно возрастают. Это обусловлено повышающимися запросами к качеству жизни, к потребительным стандартам строительной продукции. То, что считалось приемлемым 2–3 десятилетия назад, по современным представлениям уже не является таковым.

Одним из путей решения этой проблемы является создание материалов и конструкций с особыми и даже уникальными свойствами. Эта тенденция имеет место и при применении бетонов – основного строительного материала при возведении самого широкого спектра зданий и сооружений. В мировой инженерной практике такие бетоны с заданными специфическими свойствами относят к классу Engineered Cement Composites (ЕСС), то есть проектируемые цементные композиты [1–3, 6]. Данные композиты входят в более широкий кластер высокофункциональных бетонов (High Performance Concrete (HPC)), широко применяемых в современном строительстве [4, 5].

Одной из их разновидностей являются электропроводящие бетоны. Получены такие бетоны могут быть различными способами. Впервые данный материал был разработан американским профессором Крисом Туаном (Chris Tuan) Университета Линкольна в Небраске (США) [7, 8], который предложил использовать его при строительстве дорог в северных штатах США и Канаде для того, чтобы растапливать снег и лед. Предложенный состав содержит до 20 % углеродных гранул и металлических опилок и стружек. При пропускании электрического тока генерируется тепловая энергия, что вызывает таяние льда и снега.

Представляется весьма эффективным применение этого компонента при строительстве взлетно-посадочных полос аэропортов в районах с достаточно продолжительным холодным периодом в течение года (Беларусь, Россия, Скандинавия, Исландия, Северная Америка и др.).

Экономический анализ применения данного материала показал, что первоначальное его удорожание на стадии строительства в значительной степени компенсируется снижением эксплуатационных затрат на антиобледенительные химические вещества и периодически повторяющиеся работы по их нанесению на покрытие дорог и аэродромов.

Следует также учитывать агрессивное воздействие химических реагентов на дорожное покрытие, что приводит к его преждевременному разрушению и соответственно сокращает межремонтные периоды. Это также вызывает существенное увеличение эксплуатационных затрат.

Кроме того весьма существенно негативное воздействие на состояние транспортных средств, перемещающихся по этим дорогам. Трудно поддаются экономическому расчету значительные затраты на работы по компенсации негативного воздействия химических веществ на состояние окружающей среды, почвы, флоры и фауны, на здоровье человека.

Таким образом, если рассматривать весь жизненный цикл электропроводящего дорожного покрытия, то его использование оказывается более эффективным, чем традиционного.

Очень важным фактором в пользу рассматриваемого конструктивного решения являются уже реализованные разработки, позволяющие использовать электропроводящие покрытия дорог для подзарядки электромобилей. Особая важность этой возможности обуславливается тем, что главным фактором, определяющим расстояние поездки на одной зарядке, а, следовательно, технические и эксплуатационные характеристики и, в конечном итоге, стоимость электромобиля и стоимость его эксплуатации, является емкость аккумулятора.

Это приобретает особую значимость в связи со стремительным ростом количества электромобилей, а также в связи со значительным увеличением в ближайшие годы электрогенерирующих мощностей в нашей стране.

Изучение электрических свойств бетона идет в ряде стран (США, Канаде, Норвегии, Китае, России и др.) по двум основным направлениям.

Прежде всего, это целенаправленное создание электропроводящих бетонов с малым удельным электрическим сопротивлением и стабильностью электрических параметров во времени при изменяющихся условиях эксплуатации.

Вторым направлением является исследование электрических свойств традиционных широкоприменяемых бетонов и создание на их основе бетонов с улучшенными электроизоляционными свойствами: высоким удельным электрическим сопротивлением и малым значением диэлектрических потерь (диэлектрические потери – это часть энергии электрического поля, преобразующаяся в тепловую энергию в диэлектрике. В техническом аспекте это электрическая мощность, расходуемая на нагрев диэлектрика, находящегося в электрическом поле).

Сложность задачи заключается в том, что электрические свойства традиционного бетона нестабильны, а, следовательно, регулирование их в требуемых диапазонах практически невозможно. Эта проблема может быть решена только за счет ряда технологических и конструктивных приемов.

Обычный бетон способен проводить электрический ток при определенном сочетании факторов: увлажнения, температуры, вида компонентов сырьевой смеси и др. В результате сезонных колебаний вышеупомянутых параметров сопротивление прохождению электрического тока изменяется в 6–9 раз, что объясняется ионным характером его проводимости. При увлажнении бетона легкорастворимые составляющие цементного камня переходят в жидкое состояние, и он приобретает свойства полупроводника с низким электросопротивлением.

При этом следует учитывать, что использование данной технологии в железобетонных конструкциях нежелательно, т. к. в этом случае активизируется электрическая коррозия арматуры из-за влияния блуждающих токов. В то же время этот эффект может выполнять и позитивную роль, выполняя функцию заземления на объектах энергетического хозяйства.

Реализация первого направления осуществляется путем введения в бетон в оптимальном количестве отходов металлообрабатываю-

щих и коксовых производств, дробленых металлургических шлаков, графита, сажи и др. При этом токопроводящий компонент в большинстве случаев следует дорабатывать путем дробления, помола, отсеивания крупной фракции.

Важным моментом является то, что нагревание бетона эффективно реализуется при напряжении 30–40 вольт, а мощность, требующаяся для нагрева его до температуры 60–80 °С по данным ведущих производителей 100–200 ватт на 1 кв.метр. При этом следует учитывать предельно допустимую температуру нагревания цементного камня (150 °С), т. к. при ее превышении начинаются процессы дегидратации цементного камня с нарушением его структуры и потерей несущей способности. При нагревании до 3–5 °С (например, дорожных покрытий), что достаточно для таяния льда и снега, затраты электрической энергии соответственно уменьшаются.

Электропроводящий бетон может быть использован в промышленном и гражданском строительстве в качестве греющих полов и вместо батарей отопления в двух- и трехслойном вариантах с одним токопроводящим слоем. Преимущество таких элементов в их термической инерционности, т. е. даже после отключения напряжения массивная конструкция в течение значительного времени способна отдавать тепло.

Учитывая некоторое повышение первоначальной стоимости электропроводящего бетона на стадии приготовления и укладки по сравнению с обычным бетоном, стоит задача ее оптимизации. Это может быть достигнуто следующими способами.

Выявление и локализация сфер, где данный вид материала конструктивно и экономически наиболее эффективен. Например, использование электропроводящего бетона только в верхнем финишном слое дорожных одежд и покрытия взлетно-посадочных полос. Дополнительная экономия средств может быть достигнута при расположении этого бетона не по всей ширине покрытия, а полосами, с которыми наиболее вероятен контакт колес транспортных средств во время движения.

Следует отметить, что в массивных конструкциях, каковыми являются дорожные сооружения, по мере прогревания вышеуказанных полос прогревается и близлежащий обычный бетон как по ширине, так и вглубь конструкции. Это ведет к уменьшению количества циклов замораживания и оттаивания («переходов через 0 °») в течение

календарного года, что также позволяет увеличить межремонтные периоды и способствует сокращению эксплуатационных затрат.

Одним из приоритетных мест применения являются автодорожные мосты и путепроводы, где последствия возможных аварий из-за скользкого покрытия могут быть наиболее тяжелыми. При этом экономические расчеты показывают, что при трехдневном шторме с обледенением дорожного покрытия моста в Небраске на активное функционирование слоя электропроводящего бетона было затрачено 250 USD, в то время как на достижение подобного состояния поверхности традиционными средствами (работа специализированного автомобиля с химикатами) финансов требуется в несколько раз больше.

Расход электрической энергии может быть существенно сокращен за счет включения электропроводящего слоя в работу только в периоды, обусловленные гидрометеорологической обстановкой и фактическим состоянием дорожного покрытия.

Весьма существенным резервом повышения экономической эффективности является учет термической инерционности бетона при расчете периодов включения и отключения электроэнергии, т.к. его массив способен достаточно длительное время поддерживать температуру конструкции в заданном диапазоне и после прекращения генерирования теплового поля.

Еще одно преимущество данного композитного состава – он не проводит электромагнитные волны. Это достигается путем замена части известняка и песка природным минералом магнетитом, в результате чего токопроводящая смесь также защищает от электромагнитных волн, в том числе радиочастотных волн, используемых мобильными телефонами. Это может заинтересовать тех, кто обеспокоен промышленным шпионажем на уязвимых участках, что дает дополнительные гарантии защиты от несанкционированного съема информации.

Электропроводящий бетон может быть с успехом применен в наиболее травмоопасных местах интенсивных пешеходных потоков: ступенях лестниц на входе социально-культурных, спортивных зданий, наземных и подземных пешеходных переходов и др.

Применение данного композита целесообразно для предотвращения образования сосулек на крышах зданий.

Суммируя вышесказанное, приходим к выводу, что электропроводящий бетон в ряде случаев может быть с успехом и суще-

ственным экономическим эффектом применен в зданиях и сооружениях со специфическими требованиями в течение всего их жизненного цикла.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Assem A. A. Hassan. Structural Performance of Self-Consolidating Engineered Cementitious Composite Beams Containing Crumb and Powder Rubber.- *Materials Journal* . – American Concrete Institute.- p.p.: 167–179. Volume: 117, Issue: 2

2. E.N. Hertbert, and V. C. Li. (2012). “Self-healing of Engineered Cementitious Composites in the Natural Environment.” *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, Springer Netherlands, No. 6, Vol. 2, 155–162.

3. T. Horikoshi, A. Ogawa, T. Saito, and H. Hoshiro. (2006). “Properties of Polyvinyl Alcohol Fiber as Reinforcing Materials for Cementitious Composites.” *International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites in Structural Applications*, RILEM Publications SARL, 145–153.

4. V. Konkov. Principle Approaches to High Performance Concrete Application in Construction. – *Modern Building Materials, Structures and Techniques*. – *Procedia Engineering*, Volume 57, 2013, Pages 589–596.

5. Sparowitz, L., Freytag, B., 2012. Transport Constructions made of Ultra High Performance Concrete, *ALITinform: International Analytical Review* 2, pp. 40–49.

6. K. Yu, J. Dai, Z. Lu, and C. Leung. (2015). “Mechanical Properties of Engineered Cementitious Composites Subjected to Elevated Temperatures.” *J. Mater. Civ. Eng., ASCE*, Vol. 27, Issue 10.

7. Ch. Tuan, Sh. Yehia. (2004). “Evaluation of electrically conductive concrete containing carbon products for deicing”. *ACI Materials Journal*.

8. Ch. Tuan, L. Nguyen. (2019) “Electrically conductive concrete mix for electromagnetic (EM) ground plane”. *University of Nebraska – Lincoln*.

КОМПОЗИЦИОННЫЕ ФОСФОГИПСОВЫЕ ВЯЖУЩИЕ СИСТЕМЫ

ПОВИДАЙКО В. Г.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В настоящее время в Беларуси отсутствуют разведанные запасы активных минеральных добавок, таких, как трепел, трасс, опока, диатомит, которые могли бы добываться в промышленных объемах и использоваться в производстве пуццолановых цементов и гипсоцементно-пуццолановых вяжущих веществ. Доставка указанных сырьевых материалов из ближайших зарубежных стран из-за высоких транспортных затрат и экономической нецелесообразности, сдерживается. В этой связи, проводились исследования по получению композиционных фосфогипсовых вяжущих систем с использованием минеральных и органических добавок, которыми располагает белорусский строительный рынок.

В НИИЛ БиСМ БНТУ ранее уже проводились исследования по получению композиционных фосфогипсовых материалов с использованием в качестве добавок портландцемента и шлака. Также проводился поиск эффективных нейтрализующих добавок. При смешивании фосфогипса или гипсового вяжущего с портландцементом с течением времени в процессе твердения образуется неустойчивая саморазрушающаяся система в виде высокосульфатной формы гидросульфоалюмината кальция, состоящей из высокоосновных алюминатов кальция. А. В. Волженский и А. В. Ферронская предложили в смеси гипсовых вяжущих веществ с портландцементом вводить пуццолановые (гидравлические) добавки, содержащие активный кремнезем, который вначале снижает концентрацию гидроксида кальция в водной среде, препятствует условиям стабильного существования высокоосновных гидроалюминатов кальция и способствует образованию более устойчивых низкоосновных гидроалюминатов кальция.

Из-за отсутствия возможности поставок и использования пуццолановых добавок проводились исследования, предусматривающие предварительную гидратацию вяжущих систем. Композиция, включающая часть фосфогипса-полугидрата, гашеной извести и молотого доменного гранулированного шлака, подвергалась предварительной выдержке при повышенной температуре в водном растворе, после чего смешивалась с остальной частью фосфогипса-полугидрата. Деструктивные процессы возникновения саморазрушающих новообразований, связанных со значительным увеличением объема, протекали на ранней стадии гидратации в свободном состоянии в водной среде, до момента процесса твердения и формирования жесткого кристаллогидратного каркаса. Образцы, изготовленные таким способом, имели достаточную водостойкость и при этом выдерживали около 25 циклов попеременного замораживания и оттаивания.

Проводились исследования по повышению водостойкости и морозостойкости композиционных фосфогипсовых материалов. Предварительно фосфогипсовые отходы подвергались нейтрализации. Опробованы различные виды нейтрализующих добавок. Эффективной оказалась добавка гашеной извести, которая связывает остатки ортофосфорной кислоты и соединений фтора в труднорастворимые соединения. Тем не менее, избыток свободной извести в композиционной вяжущей системе на основе фосфогипса и добавки цемента предрасполагает к увеличению возможности образования высокосульфатной формы гидросульфоалюмината кальция. Опробованы также другие нейтрализующие добавки, не участвующие в образовании саморазрушающихся систем.

Фосфогипсовые отходы подвергались нейтрализации, после чего в сырьевую смесь вводились добавки портландцемента, минеральные и органические добавки. В качестве исходного сырья использовали фосфогипсовые отходы ОАО «Гомельский химический завод» в виде дигидрата сульфата кальция, портландцемент ПЦ 500-ДО ОАО «Красносельскстройматериалы», минеральные и органические добавки, в различном соотношении. Количество фосфогипсовых отходов в сырьевой смеси составляло более 70 %. Особенность проводимых исследований состояла в том, что использовались новые в данных композициях минеральные и органические добавки, вследствие чего исследования по оптимизации составов продолжаются.

Смесь подвергалась механоактивации при низком водотвердом отношении (0,3–0,45). Водопотребность вяжущей системы возрастала с увеличением количества минеральных добавок. После механоактивации образуется гомогенная упруговязкопластичная система. Осадка конуса на приборе для определения подвижности раствора составляла 3–6 см. Из приготовленной смеси формовались образцы-кубы с ребром длиной 70 мм. Образцы изготавливались способом виброформования с кратковременным уплотнением. Средняя плотность образцов составляла 1200–1400 кг/м³, предел прочности при сжатии в возрасте 28 суток составил 2,5–4,5 МПа. Особенность разработанной технологии состоит в том, что она позволяет получать изделия по энергосберегающей технологии из фосфогипсового отхода, не подвергающегося обжигу. Фосфогипсовые стеновые материалы рекомендуется использовать в малоэтажном строительстве.

УДК 621.762; 691.002(032)

ТЯЖЕЛЫЙ КОНСТРУКЦИОННЫЙ БЕТОН С УГЛЕРОДНЫМ НАНОМАТЕРИАЛОМ

РЯБЧИКОВ П. В., БАТЯНОВСКИЙ Э. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. С появлением и развитием в 2000-х гг. отечественного производства углеродных наноматериалов, характеризующихся уникальным структурным строением и свойствами, возникла актуальность исследований с целью их практического применения для повышения качественных характеристик цементного бетона. Предстояло выявить возможную эффективность отечественных УНМ в конструкционном цементном тяжелом бетоне с позиций повышения его качественных характеристик, установить причинно-следственную связь возможных изменений в развитии химических реакций цемента с водой в присутствии УНМ и в продуктах гидратации цемента, как следствия этих изменений. Следовало определить эффективность разновидностей УНМ, полученных разными способами, их рациональные дозировки и приемы введения в бе-

тонные смеси. Предстояло дать оценку изменений не только технологии получения бетона, «модифицированного» УНМ, но и определить наиболее рациональную область его применения, особенно с учетом достаточно высокой стоимости УНМ на момент начала исследований.

Анализ литературных источников о развитии с началом 2000-х годов по настоящее время проблематики использования углеродных наноматериалов (УНМ) в странах «постсоветского» пространства (в основном в Российской Федерации) и за рубежом (работы Аубакировой И. У., Пухаренко Ю. В., Староверова В. Д., Ковалева А. Ю. и др.; Яковлева Г. И., Пудова И. Н., Пислегина А. В., Лушникова А. А. и др.; Гусева Б. В., Петрунина С. Ю., Ваганова В. Г. и др.; Соловьевой Т. К., Акчурина Т. К., Пушкарской А. Ю. и др.), а также интернет источников о результатах работ Xie X. L. и др., Makar J. M. и др., Shah S. H. и др., Swirzen A. и др., Konsta-Gdoutos M. S. и др., Li G. Y. и др., Sanchez F. и др., [1–7 и др.] выполнявшихся практически одновременно (в период с 2005 г.), показал, что:

- исследования на «постсоветском» пространстве выполняли на углеродных наноматериалах зарубежного производства (в основном французского) в виде многослойных нанотрубок, характеризующихся поперечным сечением в диапазоне преимущественно от 70 до 170 нм (700–1700 Å), в то время как сечения пор геля (кристаллогидратных новообразований) цементного камня по общепризнанным данным не превышают 40–50 Å, что исключает эффект наноармирования структуры кристаллогидратных новообразований (обеспечивая при этом эффект микроармирования) цементного камня;

- подавляющий объем исследований выполнен на цементном камне с частичным переходом к мелкозернистому (цементно-песчаному) бетону и одиночными данными, относящимися к бетону с крупным заполнителем (в зарубежных источниках отсутствуют), т.е. влияние УНМ на технологические свойства бетонных смесей и физико-технические свойства бетона (кроме прочности на сжатие и, в отдельном случае, – на морозостойкость) не изучались;

- весь объем исследований сосредоточен на варианте введения УНМ в цементное тесто с водой затворения в виде дисперсий, полученных высокоинтенсивной гидрокавитационной обработкой их с затратами времени до 60 и более минут на приготавливаемую пор-

цию дисперсии, без рассмотрения иных вариантов введения УНМ в цементное тесто и бетонные смеси, что ограничивает возможность их применения в технологии бетона;

– отсутствуют данные о возможном влиянии вещества УНМ на изменения в морфологии продуктов взаимодействия цемента с водой в их присутствии.

Результаты исследований с цементным камнем.

На начальном этапе работ были проведены экспериментальные исследования влияния разновидностей (твердофазных и суспензионных) углеродных наноматериалов на стандартизированные свойства цемента (нормальную плотность, сроки схватывания, активность и равномерность изменения объема), на кинетику роста и уровень прочности цементного камня, а также на структурно-фазовые изменения в затвердевшем цементном камне, т. е. на возможные морфологические изменения в продуктах его гидратации. В результате выявлена наиболее эффективная разновидность отечественного углеродного наноматериала, получившего маркировку «УНМ-1» (рис. 1) и содержащего структурированный углерод в виде ультрадисперсных углеродных наночастиц до 5 %, до 45 % однослойных трубок (волокон), многослойных трубок до 45 % (длиной 100–5000 нм), до 1,5 % дисперсных частиц металла и до 5 % аморфного углерода по массе вещества. Установлена оптимальная дозировка вещества «УНМ-1», составляющая 0,05 % от массы цемента (рис. 1, б), и выявлено, что это вещество не вступает в химическое взаимодействие с цементом и продуктами его гидролиза – гидратации, а повышение темпа роста и уровня прочности цементного камня связаны со следующим.

Во-первых, с ускоренным и большим количественно формированием традиционных (по данным рентгенофазового и дериватографического анализов) кристаллогидратных новообразований в твердеющем цементном камне, как мы считаем, за счет влияния ультрадисперсных частиц, а также окончаний и изломов трубчатых элементов УНМ, характеризующихся высоким энергетическим («сосредоточенным») потенциалом, играющих роль «квазицентров» кристаллизации, (что согласуется с данными докторской диссертации Линникова О. Д.), способствующих понижению «порога» энергетических затрат от реагирующей системы «цемент-вода» на образование кристаллогидратов, что сопровождается ростом плотности

структуры и прочности цементного камня. Во-вторых, связано с эффектом «наноармирования» структуры кристаллогидратных новообразований однослойными и микроармирования структуры цементного камня в целом многослойными трубчатыми элементами УНМ, что подтверждает более значительный (в 1,5–2 раза) относительный рост прочности цементного камня и бетона на осевое растяжение, чем на изгиб и сжатие.

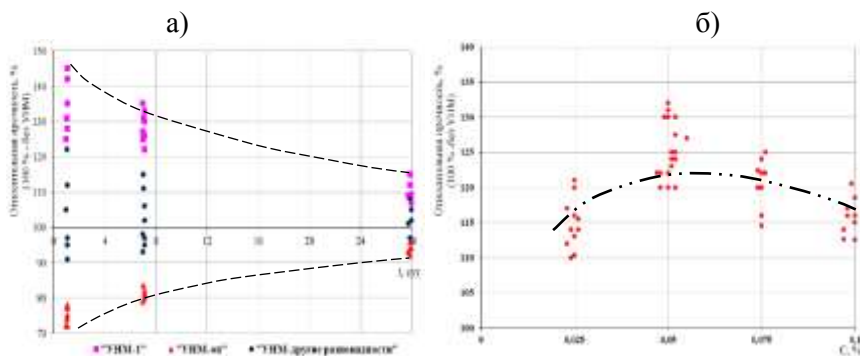


Рис. 1. Влияние разновидностей УНМ (дозировка 0,05 % от МЦ) на прочность (сжатие) цементного камня (а) и дозировки «УНМ-1» (б) на прочность цементного камня (28 суток нормально-влажностного твердения)

Снижение эффекта роста прочности цементного камня при введении «УНМ-1» сверх 0,05 % от МЦ (рис. 1, б) очевидно связано с двумя причинами, действующими одновременно с отмеченными положительными эффектами. Во-первых, УНМ – гидрофобное вещество и, не смотря на контакт с водой, в затвердевшем цементном камне на поверхности его частиц имеются участки с адсорбированным воздухом, т.е. в объем кристаллогидратных новообразований привносится пористость. Во-вторых, имеет место частичное замещение молекул гидратной воды в межплоскостных пространствах между кристаллогидратами встраивающихся в их структуру тончайших однослойных трубчатых УНМ, что в совокупности (с превышением дозировки УНМ над оптимальной) понижает их эффективность.

Экспериментальная оценка влияния всех исследованных разновидностей УНМ на стандартизированные свойства цемента показала, что в дозировке от 0,001 % до 0,1 % от массы цемента они не

оказывают практического воздействия на нормальную плотность (водопотребность) цемента и равномерность изменения его объема. При этом сокращаются сроки схватывания (на 5–10 %) для УНМ-1 (твердофазного и суспензионного) и увеличиваются (на 10–15 %) для других разновидностей, особенно для УНМ-торф 2 и УНМ-оп, полученных из органического сырья по оригинальной технологии (отличающейся от технологии получения УНМ-1).

Для «УНМ-1» возросла «активность» цемента (твердение в воде) до ~ 16,5 %, а, например, УНМ-торф 2 и УНМ-оп снизили ее на ~ 9,0 % и ~ 25,0 % соответственно.

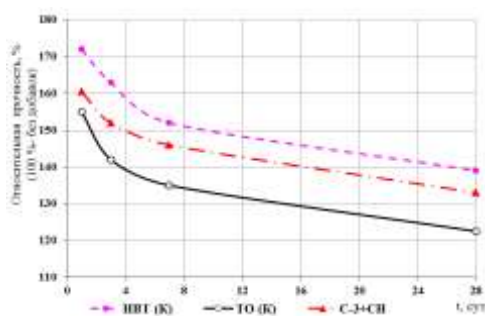


Рис. 2. Прочность цементного камня с комплексной добавкой «УНМ-1+С-3 +СН» (К) при различных условиях твердения

Экспериментальная оценка эффективности комплексного сочетания добавок в цемент (и, следовательно, в цементный бетон), содержащих УНМ и ускоритель твердения (сульфат натрия – Na_2SO_4 ; СН); УНМ и пластификатор (С-3), а также комплекс: пластификатор (С-3) – ускоритель твердения (СН) – «УНМ-1», показала, что наиболее эффективна последняя (рис. 2), обеспечивающая рост прочности цементного камня к проектному для бетона возрасту – 28 суток, до 30–40 %.

Рост плотности структуры цементного камня с введением 0,05 % «УНМ-1» экспериментально подтвержден возросшим до ~ 7 % количеством химически связанной воды и степенью гидратации цемента, повышением скорости распространения ультразвука, в образцах цементного камня с «УНМ-1» (на ~ 8,0 %) и данными электронной микроскопии структуры сколов образцов, характеризующейся более организованным и плотным строением в присутствии угле-

родного наноматериала, что согласуется с аналогичными данными анализировавшихся источников. А также результатами рентгенофазового и дериватографического анализов, свидетельствующих, во-первых, о возросшем количестве традиционных для портландцемента кристаллогидратных новообразований в присутствии 0,05 % «УНМ-1», а, во-вторых, об отсутствии новых, с измененной морфологией, фаз новообразований.

Одновременно выявлены изменения (рис. 3) в дериватограммах проб цементного камня с УНМ при нагреве до температуры ≥ 650 °С; выразившиеся в переходе от эндотермического эффекта, характерного для «чистого» цементного камня (рис. 3, а), к некоторой совокупности последовательных эндотермического и экзотермического эффектов для цементного камня с УНМ (рис. 3, б). При этом суммарная площадь эндотермических эффектов проб с 0,05 % «УНМ-1» больше, чем аналогичная для «чистого» цементного камня, что свидетельствует о большем количестве разлагающихся новообразований. В дальнейшем выявилось положительное влияние экзотермических эффектов на огнестойкость конструкционного бетона при соответствующих испытаниях. Можно предположить, что выгорающие элементарные трубчатые частицы УНМ создают полости (каналы), обеспечивающие частичное испарение гидратной воды из системы кристаллогидратных новообразований, минимизируя взрывообразное, резко разрушающее структуру цементного камня ее удаление при огневом воздействии на бетон.

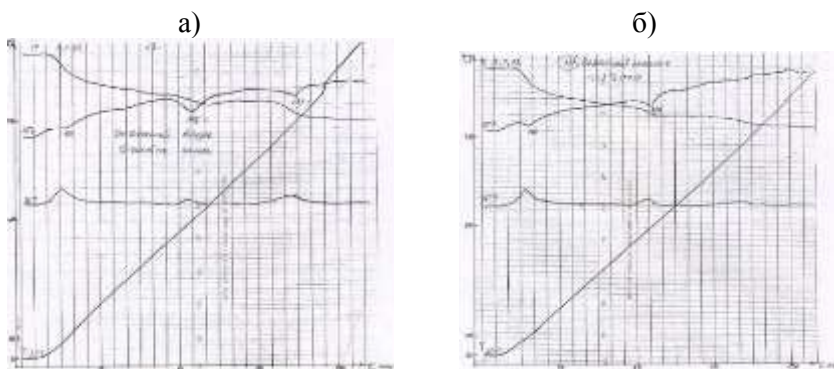


Рис. 3. Дериватограмма пробы «чистого» цементного камня (а) и содержащего 0,05 % «УНМ-1» от массы цемента (б)

Анализ и обработка результатов исследований, полученных при изучении влияния углеродных наноматериалов на физико-технические характеристики и свойства цемента и цементного камня, выявленные положительные эффекты этого влияния создали необходимые предпосылки для исследования их эффективности в бетоне.

Результаты оценки влияния УНМ на свойства бетона. На следующем этапе были проведены эксперименты по оценке влияния углеродного наноматериала («УНМ-1») на технологические свойства бетонных смесей «рядового» тяжелого бетона («стандартизированного») (ГОСТ 30459-96) состава и высокопрочного (класс С70/85 по СТБ 1544-2005 или класс С90/105 по СТБ EN 206-1-2011, прочностью на сжатие в 28 суток ~ 105 – 110 МПа) в диапазоне консистенций марок П1–П5.

При этом было выявлено, что при тщательной подготовке и реализации разных приемов введения УНМ, его эффективность, выраженная в росте прочности цементного камня и мелкозернистого (цементно-песчаного) бетона, при соблюдении прочих равных условий, практически одинакова. Более устойчивый эффект характерен для введения УНМ в виде водных дисперсий и после предварительного смешивания с песком, а наибольший эффект достигается при совместном «смешивании-домоле» с цементом и при введении в виде комплексной (пластифицирующе-ускоряющего действия) добавки (рис. 4, *а* и *б*; рис. 5, *а* и *б*).

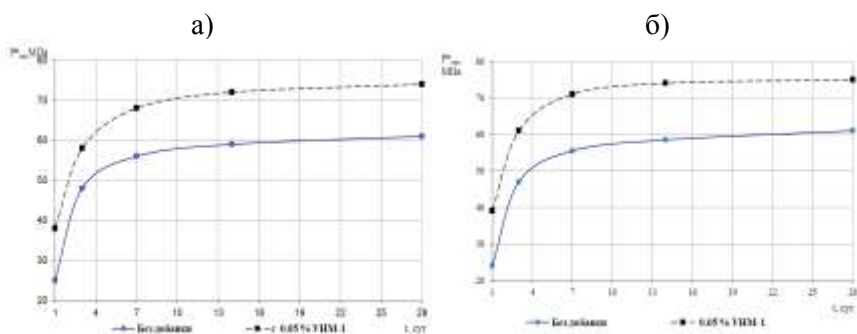


Рис. 4. Кинетика роста прочности цементного камня в нормально-влажностных условиях твердения: при введении УНМ с водой затворения (*а*) и (*б*) – с «домолом» цемента

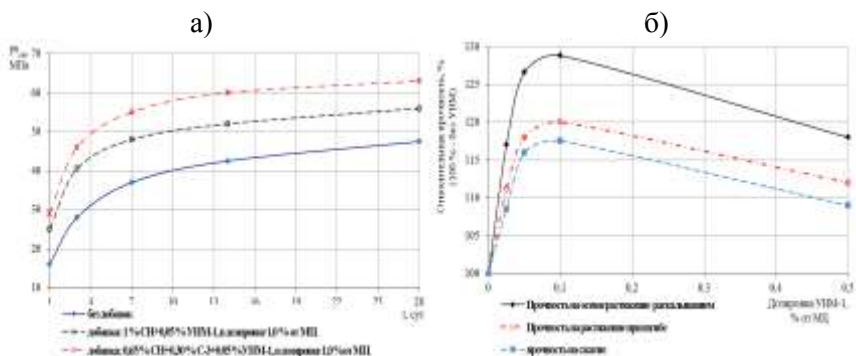


Рис. 5. Кинетика роста прочности на сжатие мелкозернистого (цементно-песчаного) бетона и ее уровень при нормально-влажностном твердении: *a* – при введении «УНМ-1» с химическими добавками; *б* – в возрасте 28 суток в зависимости от дозировки «УНМ-1» при смешивании с песком

Таблица 1

Номинальные составы бетона для исследований

№ состава бетона	Расход компонентов, кг, на 1 м ³ бетона:									Хим. добавка, %	(В/Ц) _б
	Ц	П	Обычный щебень		Кубовидный щебень		Мука каменная	МК	В		
			5–10	10–20	2–4	4–6б					
1	500 ¹	630	–	–	350	750	75	75	150	1,0	0,26
2	550 ¹	550	1100	–	–	–	83	83	165	1,0	0,26
3	520 ¹	565 ²	–	–	350	750	102	102	150	1,5	0,24
4	600 ¹	540 ²	–	–	300	580	180	180	172	2,0	0,22
5	350	750	350	775	–	–	–	–	175	0–0,8 ³	0,50
6	480	650	430	710	–	–	–	–	168	0,6	0,35
1,1	500	630	–	–	350	750	75	75	150	0,6	0,26
1,2	500	630	–	–	350	750	75	75	150	1,0	0,26
1,3	500	630	–	–	350	750	75	75	160	2,0	0,28
1,4	500	630	–	–	350	750	75	75	160	2,5	0,28
1,5	500	560	–	–	300	700	150	150	170	3,0	0,26
5,1–5,5	350	750	–	–	–	–	–	–	175	0–0,8	0,50

Примечания: 1. При наличии микрокремнезема водоцементное отношение составляет: (В/Ц)_б = В:(Ц+МК); в качестве химдобавки успешно апробированы пластификаторы: «Стахемент 2000», «Sika Viscocrete», «Реламикс-ПК». 2. Песок с размером зерна ≤ 1,25 мм. 3. Дозировку добавки изменяли с целью обеспечения марки подвижности смеси от П1 (0 %, исходная) до П5 (0,8 %). 4. Для составов бетона № 5 и 6 – фактическое соотношение фракций щебня при изготовлении образцов (фр. 5–20 мм).

Экспериментальная оценка изменений формуемости (рис. 6, а), водо- и раствоороотделения (рис. 6, б), средней плотности бетонных смесей разной консистенции, показала, что в нормальных ($t \sim 20 \pm 5^\circ\text{C}$) температурных условиях бетонные смеси литой консистенции, содержащие УНМ, способны сохранять формуемость на уровне исходной марки П5 в течение 30–45 мин; с понижением на одну марку – в течение 60–75 мин, а также сохранять способность к «вибрационному формованию» до 2–3 ч при дозировке пластификатора в 2–3 % от массы цемента ((0,6–1,0) % по сухому веществу). В целом влияние УНМ предсказуемо и сокращение времени сохранения «равноподвижности» бетонных смесей может быть учтено поправочными коэффициентами в диапазоне 0,9–0,7, доли ед., для, соответственно, марок по подвижности П1–П5 без этой добавки.

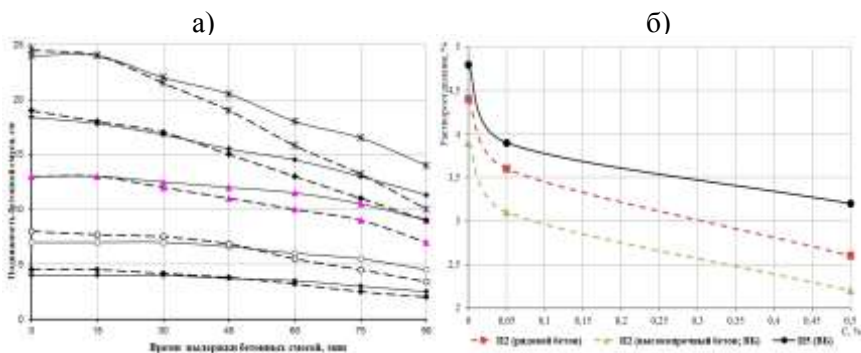


Рис. 6. Тенденция изменений подвижности бетонных смесей высокопрочного бетона (а) и раствоороотделения бетонных смесей (б) (сплошная линия – составы без УНМ; условными символами нанесены данные для составов с 0,05 % «УНМ-1», П5 ***; П4 -◆-◆-◆-; П3 -▲-▲-▲-; П2 -○-○-; П1-●-●-)

Экспериментально подтверждена тенденция понижения водоотделения пластичных бетонных смесей «рядового» по прочности и высокопрочного бетона с введением в их состав «УНМ-1», составившее (при оптимальной дозировке «УНМ-1») (~ 0,05 % от МЦ) порядка 2–6 %, при большем значении для литой бетонной смеси (ОК ~ 23–25 см). Для этой смеси снижение показателя раствоороотделения составило 15–19 %, что в целом свидетельствует о стабилизирующем действии на смесь тонкодисперсных частиц углеродного наноматериала.

Определено, что при введении в жесткие смеси вещества «УНМ-1» они сохраняют равную формуемость до 45–60 мин, а затем показатель жесткости смеси с «УНМ-1» (при прочих равных условиях) возрастает и к 70–80 мин превышает на ~ 20 % жесткость исходной смеси. То есть, сохраняется общая закономерность влияния УНМ-1 на формуемость, характерная для пластичных смесей.

Дальнейшие эксперименты подтвердили эффективность введения «УНМ-1» в тяжелый конструкционный высокопрочный бетон (классов С70/85 – С90/105 по СТБ 1544-2005 или классов С90/105 – С100/115 по СТБ EN 206-1-2011; составы по таблице 1), которая выражена в установленном росте его плотности, прочностных (рис. 7) и упруго-деформативных характеристик, повышении уровня эксплуатационных свойств (рис. 8, табл. 2). При этом для высокопрочного бетона, включая модифицированный УНМ, установлено, что с позиций достижения наибольшей прочности рационально твердение при $t \sim 20+5$ °С с гидроизоляцией поверхности; допустим кратковременный разогрев бетона до $t \sim (40-50)$ °С с гидроизоляцией поверхности, но в этом случае прочность в проектном возрасте на 5–10 % ниже (при сохранении общей тенденции к росту в дальнейшем); превышение температуры разогрева сверх $t = 50$ °С сопровождается резким ускорением роста прочности высокопрочного бетона в первые 24–48 ч твердения при «недоборе» ее как в проектном, так и более позднем возрасте.

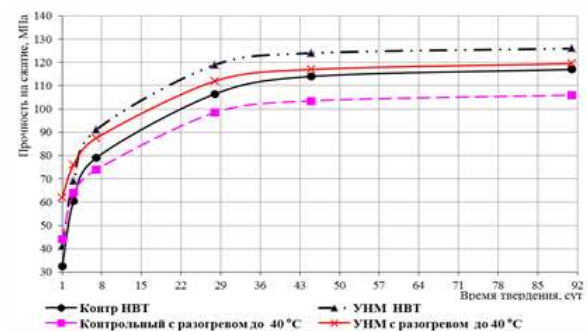


Рис. 7. Кинетика роста прочности высокопрочного бетона (состав № 1, табл. 1) с 0,05 % «УНМ-1» в зависимости от условий твердения

По данным, не вошедшим в статью, установлена закономерность, согласно которой прочность высокопрочного бетона на сжатие (прочностью ≥ 100 МПа), определенная на образцах разных типоразмеров (кубы с ребром 70; 100 и 150 мм) при соблюдении правила «прочих равных условий», одинакова. То есть, масштабный фактор при оценке результатов испытаний контрольных образцов бетона такой прочности равен: $\alpha = 1,0$. Кроме этого, силы сцепления шлифованной гладкой стальной арматуры возросли лишь пропорционально росту прочности (на $\sim 15\%$) бетона с УНМ на сжатие, т. е. не зависят от его наличия в бетоне.

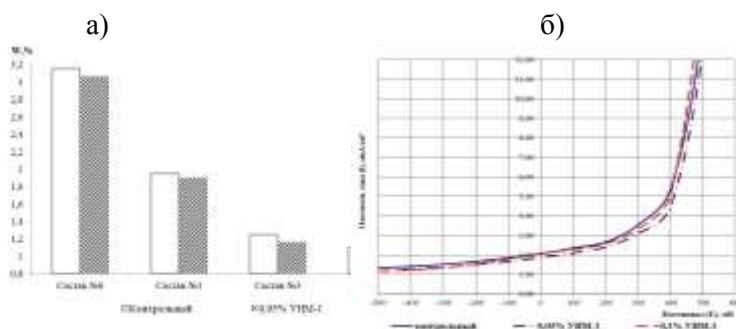


Рис. 8. Тенденция изменений водопоглощения бетона с ростом его прочности и плотности и наличия УНМ (а); б – поляризационные кривые оценки состояния арматуры образца высокопрочного бетона состава № 1 табл. 1 после 20 циклов насыщения (5 % р-р NaCl) – высушивания

Таблица 2

Свойства и характеристики тяжелого бетона с УНМ-1

Наименование физико-технических свойств и характеристик бетона	Ед. изм.	Показатель уровня свойств (характеристик) бетона		Прирост показателя, %
		Без УНМ	С УНМ-1 0,05 % от МЦ	
1	2	3	4	5
1. Прочность на сжатие (в 28 суток)	МПа	67,4	76,9	+14,1
1.1. Мелкозернистый бетон				
1.2. Высокопрочный бетон (состав № 1 по табл. 1)	МПа	107,8	122,0	+13,2
2. Прочность на растяжение при изгибе (мелкозернистый бетон)	МПа	8,82	10,20	+15,6

Продолжение табл. 2

1	2	3	4	5
3. Прочность на осевое растяжение (раскалывание образцов: мелкозернистого бетона / бетона	МПа	$\frac{2,20}{4,55}$	$\frac{2,73}{5,68}$	$\frac{+24,1}{+24,8}$
4. Призменная прочность высокопрочного бетона	МПа	82,0	88,9	+8,4
5. Модуль упругости статический (№ 1 по табл. 1) подвижность марок П1–П5)	ГПа	47,3–45,0	48,5–46,4	+(2–3)
6. Коэффициент Пуассона (состав № 1 по табл. 1)	Дол. ед.	0,22	0,20	–9,1
7. Усадка (в % к 28 суткам ((состав № 1 по табл. 1), подвижность марок П1–П5)	%	0,01075–0,01725	0,01075–0,01705	–
8. Водопоглощение по массе	%	4,0	3,6	–10,0
8.1. Мелкозернистый бетон				
8.2. Бетон прочностью на сжатие $f_{cm,28} \sim 60$ МПа				
$f_{cm,28} \sim 140–150$ МПа				
9. Воздухо-, водонепроницаемость высокопрочного бетона: – для $f_{cm,28} \sim 100–110$ МПа; – для $f_{cm,28} \sim 140–150$ МПа	мс, с/см ³ (марка)	$\frac{77,5}{(W18)}$ $\frac{144,0}{(>W20)}$	$\frac{85,0}{(W18)}$ $\frac{150,0}{(>W20)}$	– –
10. Водо- и солестойкость высокопрочного бетона (снижение прочности бетона после циклических испытаний) – для $f_{cm,28} \sim 100–110$ МПа; – для $f_{cm,28} \sim 140–150$ МПа	%	7,8 4,0	6,2 3,4	20,5 15,0
11. Морозостойкость высокопрочного бетона (состав №1 по табл. 1) в солевой среде	марка	F500	F500	–
12. Коррозионное состояние арматуры ((состав №1 по табл. 1) для подвижности марок П1–П5 при введении УНМ-1 (0,05–0,1) % от МЦ	I, Мк А/см ²			В обоих случаях менее 5,0
12.1. Для водной среды				
12.2. После 20 циклов в 5 % растворе NaCl				

1	2	3	4	5
13. Огнестойкость при испытании панелей из высокопрочного бетона (3300×3000×150) мм в течение 90 мин, под нагрузкой 1000 кН	испытания	Выдержал	Выдержал	–
13.1. Температура прогрева с противоположной от огня стороны	°С	125	109	–
13.2. Прогиб по вертикальной оси	%	8	4	–
13.3. Образование сквозных трещин	–	нет	нет	–

Заключение. Из результатов экспериментов следует, что больший (в 1,5–2 раза) прирост прочности бетона на осевое растяжение, например, в сравнении с ростом ее при изгибе и на сжатие, подтверждает правомерность исходной гипотезы о наноармировании структуры новообразований и микроармировании структуры цементного камня в бетоне структурированным (трубчатым) углеродным наноматериалом, что является основой данного явления.

Установлено, что введение ~ 0,05 % «УНМ-1» от МЦ в бетон (за счет ранее выявленного повышения плотности цементного камня) снижает усадку на ~ 5–6 % в первые сутки твердения и до 2 % к проектному возрасту. Следовательно, понижает отрицательный эффект от «непроявившейся» и микроусадки, т. е. уменьшает количество будущих центров концентраций напряжений при «работе» бетона под нагрузкой, способствуя росту его прочности.

Определено, что введение в высокопрочный бетон добавки «УНМ-1» в дозировке ~ 0,05 % от МЦ сопровождается незначительным (на 2–3 %) ростом модуля упругости бетона, который, на наш взгляд, взаимосвязан с повышением прочности бетона под влиянием этой добавки.

Выявлено, что добавка УНМ способствует снижению (на 6–7 %) величины водопоглощения по массе высокопрочного бетона (при исходных значениях $W_m \sim (1,1-2,0) \%$); повышает сопротивление бетона проникновению воздуха до: $(85 - 77,5) / 77,5 \times 100 = 9,7 \%$, при обеспечении его водонепроницаемости марок: $W \geq 18$; существенно повышая водо – и коррозионную (в солях NaCl и Na₂SO₄) устойчивость бетона, а также способствует росту его морозостойкости (соответствующей для бетона прочностью $f_{cm,28} \geq 100$ МПа мар-

ке «F500», установленной в солевой (NaCl) среде) и защитной способности бетона по отношению к стальной арматуре.

Установлена прямыми испытаниями на огнестойкость бетона в изделиях (плиты размерами 3300×3000×150 мм) положительная роль углеродного наноматериала, введенного в состав бетона в оптимальной дозировке (0,05 % УНМ-1 от МЦ), проявившаяся в следующем соотношении показателей (по ГОСТ 30247.0-94 и ГОСТ 30247.1-94) при огневом воздействии, в течение 90 минут под нагрузкой на панели 1000 кН (100 т): локальная температура (с противоположной от огня стороны – $T_{\text{лок}} = 125$ °С без УНМ и $T_{\text{лок}} = 109$ °С с УНМ; прогиб по вертикальной оси – $L \sim 8$ % без УНМ и $L \sim 4$ % с УНМ; потеря устойчивости не было у обеих панелей и обе они выдержали испытания в целом («предельных состояний» (по терминологии данных испытаний) не обнаружено.

Обобщение результатов всей совокупности экспериментов о влиянии вещества УНМ-1 на физико-технические характеристики и свойства тяжелого конструкционного бетона, отраженное данными табл. 2, свидетельствуют о стабильном и достаточно высоком эффекте его применения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Елецкий, А. В. Углеродные нанотрубки / А. В. Елецкий // Успехи физических наук. – 1997. – Т. 167, № 9. – С. 945–972.

2. Imamura, M. C. K-Edge X-Ray Absorption Near-Edge Structure of Carbon Nanotubes / M. Imamura [et al.] // Japanese Journal of Applied Physics. – 1994. – Vol. 33 (2), № 7B. – P. 1016–1019.

3. Жданок, С. А. Синтез углеродных нанотрубок в неравновесных условиях / С. А. Жданок [и др.] // В кн.: Фуллерены и фуллереноподобные структуры. Сборник научных трудов / Национальная академия наук Беларуси; Институт тепло – и массообмена им. А. В. Лыкова. – Минск, 2005. – С. 32 – 40.

4. Способ получения углеродного наноматериала: пат. 10010 Респ. Беларусь, МПК (2006) C01 B 31/00, D 01 F9/12, B 82B 3/00 / С. А. Жданок, А. П. Солнцев, А. В. Крауклис, И. Ф. Буюков; заявитель ГНУ «Институт тепло-и массообмена имени А. В. Лыкова Национальной академии наук Беларуси». – № а 20050321; заявл. 31.03.2005; зарег. 27.08.2007; опубл. 30.12.2007 // Афіцыйны бюл. / Нац. Цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2007. – № 6. – С. 117.

5. Способ получения углеродного наноматериала: пат. 13580 Респ. Беларусь, МПК (2009) В 82В 3/00/ С. А. Жданок, А. В. Крауклис, П. П. Самцов; заявитель ГНУ «Институт тепло-и массообмена имени А. В. Лыкова Национальной академии наук Беларуси». – № а 20090030; заявл. 01.12.2009; зарег. 06.08.2010; опубл. 30.08.2010 // Афіцыйны бюл. / Нац. Цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2010. – № 4. – С. 93.

6. Староверов, В. Д. Структура и свойства наномодифицированного цементного камня: автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.05. / В. Д. Староверов; ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет». – СПб., 2009. – 20 с.

7. Гусев, Б. В. Кавитационное диспергирование углеродных нанотрубок и модифицирование цементных систем / Б. В. Гусев, С. Ю. Петрунин // Нанотехнологии в строительстве. – 2014. – Т. 6. – № 6. – С. 50–57.

8. Батяновский, Э. И. Особенности технологии высокопрочного бетона на отечественных материалах, включая нанокремниевые добавки / Э. И. Батяновский, П. В. Рябчиков, В. Д. Якимович // Проблемы современного бетона и железобетона: материалы III Международного симпозиума, Минск, 9–11 ноября 2011 г.: в 2 т. Т. 2. Технология бетона / Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, Научно-исследовательское республиканское унитарное предприятие по строительству «Институт БелНИИС»; редкол.: М. Ф. Марковский (предс.) [и др.] – Минск, 2011. – С. 53–68.

9. Рябчиков, П. В. Перспективы применения углеродных наноматериалов в технологии тяжелого бетона / П. В. Рябчиков, Э. И. Батяновский // «ALITinform» Международное аналитическое обозрение. – 2015. – № 6 (41). – С. 26–35.

10. Батяновский, Э. И. Высокопрочный бетон с углеродным наноматериалом / Э. И. Батяновский, П. В. Рябчиков. – LAP LAMBERT Academic Publishing, 2018. – 173 с.

ВЯЗКОСТЬ РАЗРУШЕНИЯ НАНОФИБРОБЕТОНА С ФИБРОЙ ИЗ ЛИСТОВОЙ СТАЛИ НА РАЗРЫВНОЙ МАШИНЕ

САДОВСКАЯ Е. А., ЛЕОНОВИЧ С. Н., БУДРЕВИЧ Н. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Всем известно, что бетон относится к композитным материалам. Он представляет собой сбалансированную смесь наполнителя (крупный и мелкий) и вяжущего вещества, затворенного водой. Наличие в бетоне разных по размеру компонентов, позволяет рассматривать его строение как многоуровневую систему. Исследователи в области материаловедения для описания строения бетонов используют два подхода. Первый из них связан с характеристикой составных частей материала, а второй - с оценкой организации его строения. Данные подходы используются совместно и позволяют отразить структурные составляющие материала и особенности его построения (организации) из этих составляющих на всех его масштабных уровнях. Структурную модель бетона можно отобразить в виде нескольких масштабных уровней: отдельного кристалла, кристаллического сростка, цементирующего вещества, цементного микробетона, мелкозернистого бетона, крупнозернистого бетона. Каждый уровень представляет собой матрицу со своими структурными элементами (включения). Включения играют как структурообразующую роль, так и концентраторов напряжений при действии механических нагрузок.

В данной статье изложена попытка исследования вязкости разрушения нанофибробетона. Нанофибробетон, с точки зрения многоуровневой системы, представляет собой бетонный композит с ингибиторами распространения трещин на следующих структурных уровнях: цементирующего вещества и мелкозернистого бетона. На уровне цементирующего вещества в качестве ингибиторов использовались углеродные нанотрубки. На уровне мелкозернистого бетона – фибра из листовой стали волнового профиля (рис. 1).

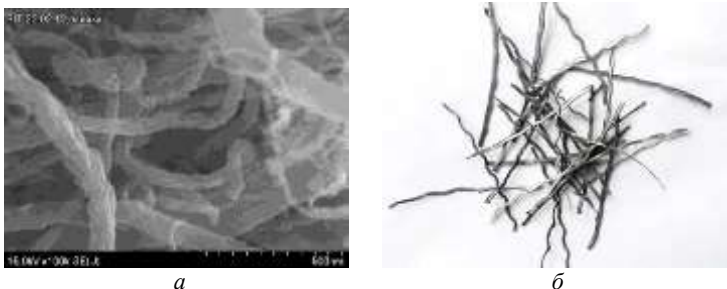


Рис. 1:

a – углеродные нанотрубки;

б – фибра из листовой стали волнового профиля (ФЛВ-0,9-50)

Углеродные нанотрубки – протяженные структуры, представляющие собой свернутые в одно- или многослойную трубку графитовые слои. Присутствие тончайших волокон в твердеющем цементном камне создает условия для эффекта «наноармирования» структуры новообразований в виде спонтанно формирующейся системы гидроокислов клинкерных минералов ($n_1\text{CaO } m_1\text{SiO}_2 p_1\text{H}_2\text{O}$; $n_2\text{CaO } m_2\text{Al}_2\text{O}_3 p_2\text{H}_2\text{O}$; $n_3\text{CaO } m_3\text{Fe}_2\text{O}_3 p_3\text{H}_2\text{O}$ и др.). Малые поперечные размеры нановолокон при длине, значительно превышающей размеры собственно гидрокристаллов силикатов, алюминатов и ферритов кальция, соответствующих (8,0–15,0) нм, обеспечивают необходимые предпосылки для «защемления» волокон в межплоскостных пространствах соседствующих поверхностей множества гидрокристаллов, что и обеспечивает эффект армирования нано- и микроструктуры объема новообразований затвердевшего цементного камня. В описываемых испытаниях углеродные нанотрубки вводились в бетонную смесь в составе добавки «АРТ-КОНКРИТР» (ТУ ВУ 691460594.002-2016). Добавка относится к пластифицирующим добавкам 1 группы. Состоит из водной суспензии наноструктурированного углерода «АРТ КАРБОН-М» и пластификатора. Средняя длина трубок и волокон 0,01–20 мкм.

Фибра из листовой стали волнового профиля (ФЛВ-0,9-50) представляет собой стальную полосу, напоминающую объемную зигзагообразную кривую с рифлением. Длина фибры – 50 мм, условный диаметр 0,9 мм. Временное сопротивление разрыву используемой для фибры стали находится в диапазоне 315–410 МПа. Геометрические и прочностные свойства фибры регламентированы

ТУ ВУ 190545892.009-2013. Количество вводимой фибры в бетон-матрицу принято 1 % по объему.

Для исследования были подобраны составы бетонных-смесей, отличающихся между собой по прочности и подвижности. Данные виды смесей позволяют охватить широкий диапазон наиболее часто используемых бетонов в современном строительстве. Рецепт бетона бетонных смесей-матриц представлена в табл. 1.

Таблица 1

Составы бетонных смесей

Материалы	Номер состава бетонной смеси матрицы			
	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4
	Расход компонентов, кг на 1м ³			
Портландцемент 500-Д20 (PCAM+MKY-85)	400	445	460	485 (40+45)
Песок м.к. 2,0	820	820	950	800
Щебень Фр.5-20 мм	1020	1035	–	–
Щебень Фр.5-10 мм	–	–	880	825
Химическая добавка	«АРТ-КОНКРИТ» Наноструктурированная			
Технологические показатели бетонных смесей				
В/Ц	0,39	0,3	0,3	0,28
Подвижность бетонной смеси, ОК/ПК, см	22	22	53	64
Марка по удобоукладываемости	П5	П5	Р4	Р6

В основу исследования было заложено испытание образцов призм размером 100×100×400 мм на разрывной машине Controls 70-S0820/С. Испытание проводилось на растяжение при изгибе по четырехточечной схеме нагружения (ГОСТ 10180). Помимо разрушающей нагрузки в процессе испытания фиксировались диаграммы разрушения (рис. 2, 3).

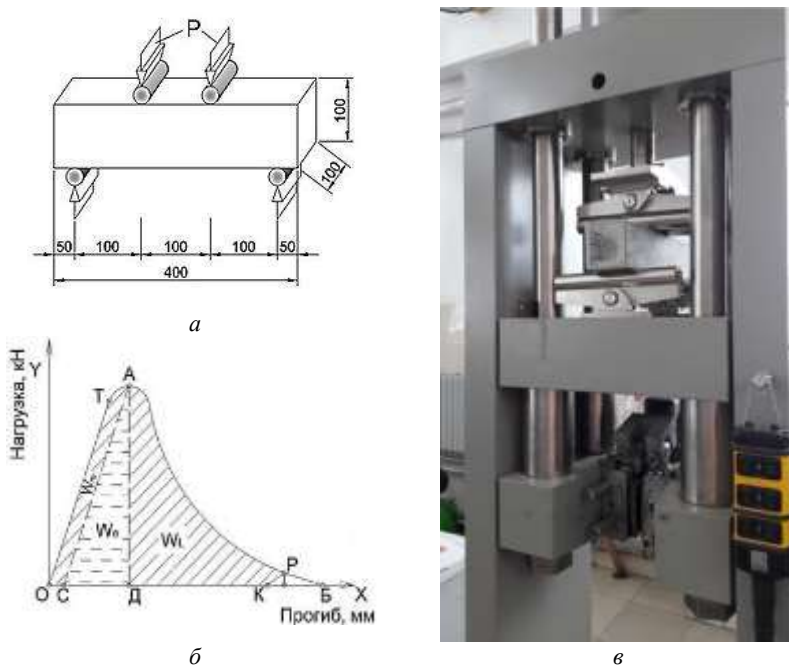


Рис. 2:
a – схема испытаний; *б* – модель расчетной диаграммы разрушения;
в – внешний вид испытания

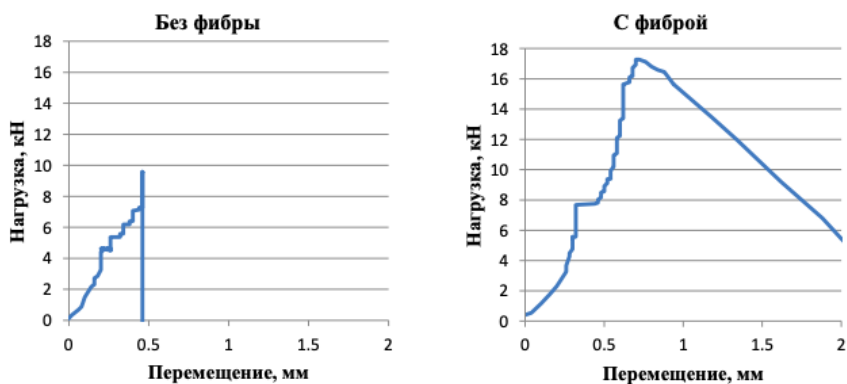


Рис. 3. Пример полученных графиков деформирования при испытаниях образцов без фибрового армирования и с фибровым армированием

Полученные диаграммы разрушения представляют собой графики зависимости величины прикладываемого усилия на образец (Нагрузка, кН) от величины перемещения траверсы (Перемещение, мм) испытательной машины Controls 70-C0820/C. Обработка полученных графиков проводилась расчетным путем с определением силовых и энергетических характеристик трещиностойкости (ГОСТ 29167).

Удельные энергозатраты на инициирование квазистатического разрушения, Дж/м²:

$$G_i = W_i/A_c \quad (1)$$

где W_i – энергозатраты необходимые для инициирования квазистатического разрушения, Дж:

$$W_i = W_m + W_e \quad (2)$$

W_m – энергозатраты на диссипативные (необратимые) процессы, развитие и слияние исходных технологических микротрещин, Дж;

W_e – упругое деформирование на стадии инициирования квазистатического разрушения (страгивание магистральной трещины), Дж;

A_c – рабочая площадь поперечного сечения образца, мм. Квазистатический коэффициент интенсивности напряжений, Па√м:

E – модуль упругости, ГПа.

$$K_i = (G_i \cdot E)^{0,5} \quad (3)$$

Результаты испытаний. После испытания образцов из бетонной смеси и фибробетонной было получено: величина максимального усилия на растяжение при изгибе и диаграммы деформирования (нагрузка – перемещение). Для последующего анализа расчетным путем определены удельные энергозатраты на инициирование квазистатического разрушения, модуль упругости и квазистатический коэффициент интенсивности напряжений (рис. 4, 5).

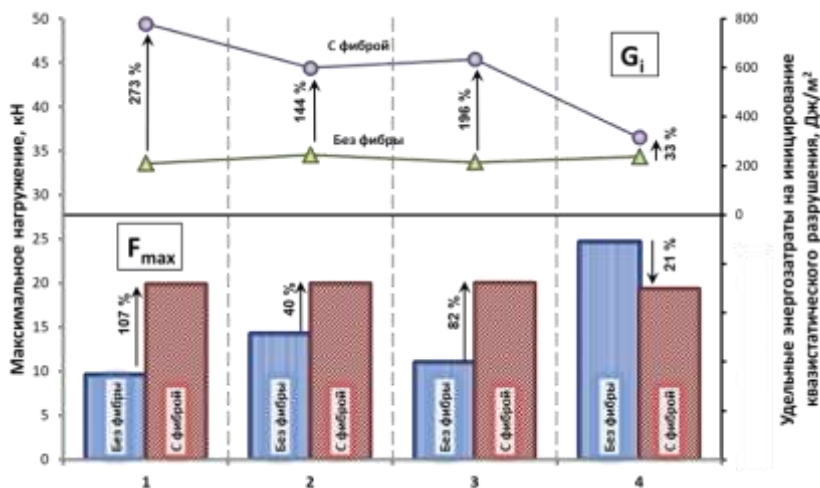


Рис. 4

Максимальное усилие при изгибе в составах 1–3 существенно возросло при добавлении в них фибрового армирования: 107 %, 40 %, 82 %. В составе под номером 4 фибровое армирование данного типа наоборот повлияло на уменьшение прилагаемого усилия разрушения: 21 %. Следовательно, данный тип фибрового армирования наиболее эффективен в бетонах с более низким показателем прочности и неэффективен в высокопрочных самоуплотняющихся бетонах.

Удельные энергозатраты на инициирование квазистатического разрушения во всех составах с фибровым армированием показали прирост по сравнению с образцами без фибрового армирования. Данный показатель характеризует влияние фибрового армирования на изменение вязкости разрушения бетона при введении фибровых волокон (1 % по объему) из стального листа волнового профиля. Наибольший прирост (273 %) продемонстрировал образец с бетоном-матрицей наименьшей прочности. Образцы составов 2 и 3 показали прирост на 144 % и 196 % соответственно. У призм состава 4 наименьший прирост – 33 %, хотя прочность на растяжение при изгибе фибровое армирование уменьшило значение относительно образцов без фибры.

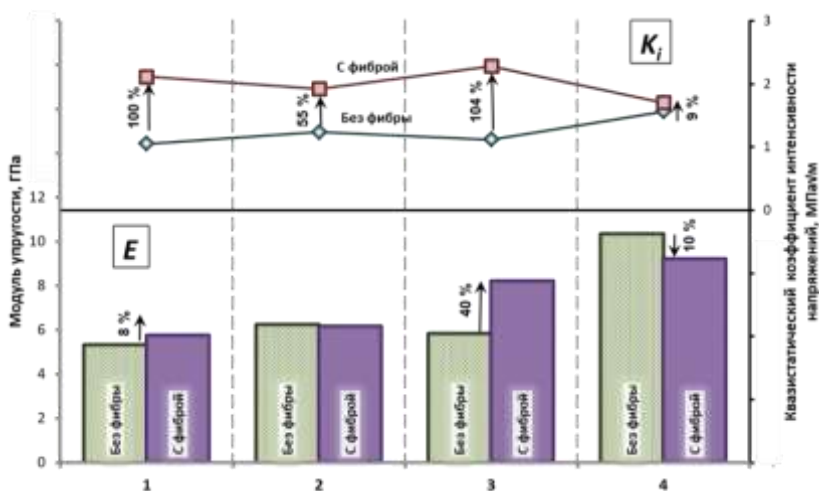


Рис. 5

Заметное увеличение модуля упругости (40 %) наблюдается в нановолокнистых образцах состава номер 3. В составах 1 и 2 модуль упругости остается почти неизменным. В составе 4 в образцах с волокнистым армированием модуль упругости снижается на 10 %.

Изменение квазистатического коэффициента интенсивности напряжений нановолокнистых образцов схоже с тенденцией изменения модуля упругости этих образцов. Наибольшее увеличение значения коэффициента интенсивности напряжений наблюдается в 1 и 3 составах: 100 % и 104 %. В составе 2 – 55 %. В составе 4 прирост наименьший – всего 9 %.

Вывод. Данный тип волокнистого армирования наиболее эффективен в бетонах со средней прочностью на сжатие и на растяжение. Вероятно, в бетонах с малой прочностью (ниже C20/25) данный тип армирования тоже будет эффективен. В высокопрочных бетонах волокнистая стальная из листа волнового профиля в количестве 1 % по объему эффективности не имеет.

Квазистатический коэффициент интенсивности напряжений достаточно наглядно демонстрирует влияние волокнистого армирования на изменение вязкости разрушения волокнистого бетона в сравнении с обычным бетоном.

Так как испытания проводились на разрывной машине, что не является в полной мере корректным способом измерения прогиба образца (через перемещение траверсы), анализ полученных результатов проведен сравнительно с эталонными образцами. В дальнейшем результаты полученные данным способом будут сопоставлены и откорректированы с результатами, полученными на специализированном оборудовании.

УДК 666.972.69; 691.32

ТЕОРЕТИКО-ПРАКТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ НОРМАЛИЗАЦИИ ГРАНУЛОМЕТРИИ ПРИРОДНОГО ПЕСКА

ФЕДОРОВИЧ П. Л., ЯКИМОВИЧ В. Д.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Строительная отрасль Республики Беларусь использует для приготовления бетона природный мелкий заполнитель – кварцевый песок, качество которого (с учетом выработки карьеров) постоянно ухудшается. Отрасль вынуждено использует мелкозернистый (модуль крупности $M_k < 1,5$ ед., а зачастую $M_k < 1,0$ ед.), что сопровождается ухудшением качества бетона, несмотря на существенный (10–20 %) перерасход вяжущего. Решить эту проблему возможно путем обогащения природного песка более крупными фракциями гранитного отсева – побочного продукта производства гранитного щебня на РУПП «Гранит». Однако его применение в исходном виде, т.е. в совокупности всех образующихся при дроблении горной породы фракций, оказалось не выгодным. Причина в том, что фракции с размером зерна менее 0,5 мм характеризуются чрезвычайно развитой удельной поверхностью, массовым наличием микротрещин в структуре твердой фазы и игольчато-лещадной формой зерен. В результате содержание (до 30–35 % по массе) этих фракций в отсеве делают его малопригодным для бетонов и растворов при «прямом» применении. Вместе с тем, если вывести из гранитного отсева фракции менее 0,5 мм, то оставшийся материал

(а это 65–75 % от общей массы) обеспечивает эффективность технологии обогащения используемых в строительстве местных мелкозернистых песков при существенном повышении качества бетона (раствора) и значительной экономии (до 15–20 %) цемента. Эффект обеспечивается за счет нормализации гранулометрического состава как мелкого заполнителя, так и его смеси с крупным заполнителем в бетоне, что отражают результаты исследований, приведенные в настоящей статье.

Теоретические основы формирования оптимальных «структур» сыпучих твердофазных материалов

Формирование физико-механических и эксплуатационных свойств конструкционного бетона во многом предопределяется плотностью взаимной «укладки» зерен полидисперсного заполнителя, а необходимый и достаточный объем цементного камня в нем (соответственно – расход цемента) – пустотностью и удельной поверхностью смеси песка и крупного заполнителя. Учитывая сложность оценки физических свойств реальных полидисперсных сыпучих материалов, было введено понятие «фиктивных или идеальных» зернистых сред (в частности, грунта). При этом за основу взято представление о зернах сыпучего материала в виде сферы (шаров одинакового или разных размеров; рис. 1).

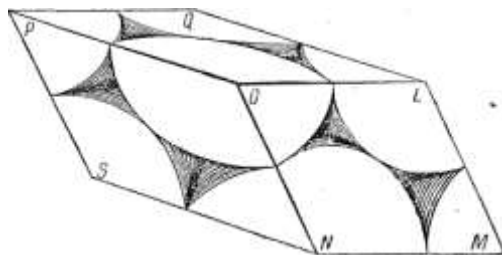


Рис. 1. Фиктивный грунт «по Слихтеру» [1]

Изучение геометрических параметров этой конфигурации даёт возможность вычислить величину пористости m . Различные расположения шаров фиктивного грунта колеблются между двумя крайними конфигурациями (рис. 2, a и b), из которых одна соответствует теснейшему расположению шаров (b), а другая – ихнаиболее свободному (a) расположению (при условии взаимного соприкос-

новения). Очевидно, угол θ ромба, из которого образованы грани ромбоэдра, изменяется в пределах от $\theta = 90^\circ$ до $\theta = 60^\circ$.

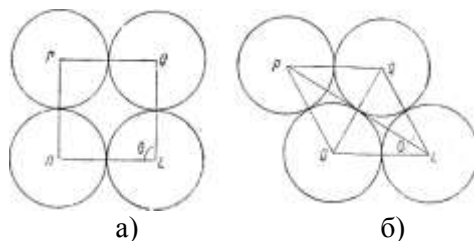


Рис. 2. Рыхлая укладка (а), плотная укладка (б)

После ряда преобразований Сликтер [1] получил фундаментальную формулу

$$m = 1 - \frac{\pi}{6(1 - \cos \theta)\sqrt{1 + 2 \cos \theta}}, \quad (1)$$

из которой следует, что пористость (объем пустот) фиктивного грунта, состоящего из одинаковых шарообразных частиц, не зависит от их диаметра; она зависит только от их относительной конфигурации, обусловливаемой величиной угла θ .

Крайние значения угла θ равны 60° и 90° следовательно, крайние значения пористости m по формуле (1) будут равны соответственно

$$m = 0,259; m = 0,476.$$

Так как $\frac{dm}{d\theta} > 0$, то интервалом *теоретической пористости* будет

$$0,259 \leq m \leq 0,476$$

Так как $\frac{dm}{d\theta} > 0$, то интервалом *теоретического просвета* будет

$$0,0931 \leq n \leq 0,2146$$

Для перехода от фиктивного грунта к естественному были развиты представления о составе и строении естественных грунтов на основании данных механического (ситового) анализа и определения его пустотности. Механический анализ даёт групповые (фракционные) характеристики состава грунта, указывая процентное содержа-

ние отдельных фракций, что нашло применение при оценке гранулометрического состава реальных заполнителей для бетона.

Развитию этих представлений способствовали исследования, выполненные в XIX и начале XX века Дарси, Козени, Сликтером, Зауэрбреем, Кингом, Зельгеймом, Газеном, Замариным и другими исследователями [1–4], которые (работая в области фильтрационной гидравлики) подготовили условия для осуществления системной оценки качества полидисперсных сыпучих материалов применительно к технологии бетона.

Влияние гранулометрии сыпучих материалов на пустотность или плотность упаковки зерен. Под строением (или сложением) таких систем, как песок, щебень (гравий), подразумевается совокупность ряда внешних признаков: размер и форма зерен, шероховатость поверхности, взаиморасположение их в пространстве, и связанная с ними пустотность этой системы. В естественном песке, щебне, где зерна имеют разнообразные форму и размеры, величина пустотности отличается от приведенных ранее теоретических пределов.

Ее величина зависит от плотности упаковки зерен [5]. Рыхлая упаковка характеризуется неустойчивым пространственным взаиморасположением зерен из-за отсутствия контактов соприкосновения всех зерен и большими промежутками между ними (рис. 3, *а*). Плотная упаковка характеризуется устойчивым пространственным взаиморасположением зерен и меньшей пустотностью (рис. 3, *б*).

Рыхлая упаковка может легко переходить в плотную под влиянием нормальной нагрузки и колебательных воздействий. Наибольшее уплотнение сыпучих сред достигается при вибрации. При этом степень уплотнения и соответственно величина пустотности не зависят от того, сухие ли зерна или насыщенные водой, а также приложена ли к материалу нормальная нагрузка. Плотные упакованные зерна не реагируют на статическую нагрузку и вибрационное воздействие, так как в этом случае изменяется весьма незначительно взаимное расположение зерен в пространстве, а это предпосылка обеспечения прочности бетона на сжатие.

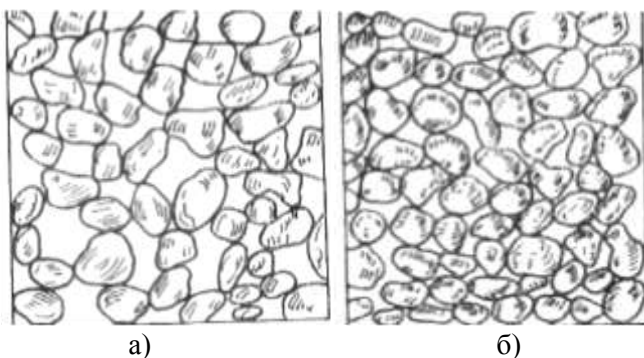


Рис. 3. Упаковка зерен песка, щебня или гравия:
а – рыхлая, *б* – плотная [5]

Было установлено [5], что пустотность разных видов песка является величиной постоянной, если между смежными фракциями соблюдается одинаковое соотношение, в частности, соответствующее действующим стандартам по оценке гранулометрии заполнителей и равное 2-ум.

Результаты экспериментов по изучению изменения пустотности щебня и гравия [5] показали, что установленные закономерности для песка справедливы и для значительно более крупных зерен в виброуплотненном состоянии.

Если в смеси между двумя смежными фракциями щебня или гравия соблюдается отношение $a \sim 2$, то в таком случае их пустотность и в виброуплотненном состоянии независимо от содержания в смеси той или иной фракции – величина постоянная. Разница только в том, что пустотность щебня больше пустотности гравия, а пустотность щебня пористых пород больше, чем плотных из-за более развитой (шероховатой) поверхности и относительно меньшей собственной массы, затрудняющих пространственную перегруппировку таких зерен.

Природный песок с округлой формой зерен и гравий в виброуплотненном состоянии имеют одинаковую пустотность, равную примерно 29 %. Пустотность же искусственных песков равна пустотности щебня, из которого они получены дроблением. По опытным данным пустотность дробленого песка в виброуплотненном состоянии колеблется в узких пределах – 0,32–0,34 %.

Если соотношение между смежными двумя фракциями гравия или щебня меньше 2, пустотность их в виброуплотненном состоянии увеличивается и в этом случае наблюдается полная аналогия с изменением пустотности песка. Когда отношение между смежными фракциями более 2, пустотность гравия и щебня уменьшается и тем значительнее, чем больше отношение a_k . Экспериментально установлено, что наименьшая пустотность песка, гравия и щебня в виброуплотненном состоянии достигается в случаях, когда «диаметр» зерен заполняющей фракции относится к «диаметру» зерен основной фракции как 1 : 8 (для зерен шарообразной формы это отношение составляет 1 : 7). При $a < 8$ крупные зерна раздвигаются более мелкими, в связи с чем в каждом конкретном случае пустотность смеси зерен в виброуплотненном состоянии характеризуется различными величинами.

Для смеси песка и крупного заполнителя, на основании рассмотренных закономерностей изменения плотности упаковки и пустотности песка и щебня (гравия), можно сделать следующие выводы. Если в смеси песка и щебня (гравия) между двумя смежными фракциями зерен соблюдается определенное отношение (допустим, стандартизированное, $a = 2$), то в таком случае упаковка зерен данной формы будет тем плотнее, а пустотность тем меньше, чем больше различных фракций зерен содержится в смеси. Таким образом, основной задачей нормализации гранулометрического состава тонких и мелкозернистых песков является придание конечному (обогащенному) материалу недостающих крупных фракций, что обеспечивает снижение его пустотности. Одновременно будет существенно снижаться удельная поверхность обогащенного песка. Следует учитывать также эффект от того, что зерна гранитного отсева имеют шероховатую поверхность и обеспечат повышение сцепления цементного камня с зернами заполнителя в бетоне и рост его плотности (непроницаемости) и прочности.

Для решения этой задачи использовали крупные фракции предварительно рассеянного гранитного отсева, отделив мелкие фракции по ситам № 0,63. В крупных фракциях (0,5–5,0 мм) содержалось примерно 3,0 % пылевидных фракций гранитной породы, которые «адсорбируются» на поверхности более крупных зерен сухого отсева и удерживаются ей.

Расчет и подбор гранулометрических составов обогащенного отсева песка. Принцип подбора требуемого зернового состава песка заключался в определении необходимого содержания недостающих в зерновом составе исходного природного песка крупных фракций, обеспечивающего расчетный модуль крупности и введение их в состав обогащаемого мелкого заполнителя с последующими испытаниями его в бетонных смесях и бетоне.

В таблице 1 приведены экспериментально полученные данные, отражающие результаты исследований по подбору гранулометрического состава обогащенного крупными фракциями отсева исходного природного (среднего) песка с начальным модулем от $M_k \sim 0,9$ до $M_k \sim 2,5$ после доведения его до зернового состава, обеспечивающего значения модуля крупности вплоть до $M_k = 3,5$.

Расчетное количество недостающих в природном песке фракций определено из общей зависимости по ГОСТ 8735-88 и ГОСТ 8736-2014, отражающей взаимосвязь их количественного содержания и расчетного значения модуля крупности песка:

$$M_k = \frac{A_1 + A_2 + \dots + A_i + A_n}{100}, \text{ доли ед.}, \quad (2)$$

и решенной, относительно любой из учитываемых в формуле (2) фракций, т. е. – A_i :

$$A_i = 100M_k - [(A_1 + A_2 + \dots + A_i + A_n) - A_i], \quad (3)$$

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) 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

$$a_i = \frac{m_i}{m} \cdot 100, \quad (4)$$

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

$$A_i = a_{2,5} + a_{1,25} + \dots + a_i, \quad (5)$$

где $a_{2,5}$, $a_{1,25}$, a_i – частные остатки на соответствующих ситах.

В табл. 1 сведены обобщающие (накопленные по результатам исследований), данные по гранулометрии 4-х видов исходного природного (тонкого, очень мелкого, мелкого и среднего) песка, крупных фракций отсева (начиная с размера $\sim 0,5$ мм) и обогащенного ими песка, а также долевое содержание исходного песка и отсева в обогащенном заполнителе.

Таблица 1

Накопленные данные по обогащению природного песка

Вид мелкого заполнителя	Зерновой состав (%) по фракциям, мм:						Мк, доли ед.
	< 0,14	0,14	0,315	0,63	1,25	2,5	
1	2	3	4	5	6	7	8
А. Гранулометрия природного и обогащенного песка							
1. Природный (тонкий)	9,0	90,0	1,0	0	0	0	$\sim 0,9$
2. Крупные фракции отсева	–	–	–	6,5	16,4	30,0	–
3. Обогащенный песок при исходном $M_k = 0,91$							
3.1. средний	6,4	61,6	0,5	4,2	10,3	17,0	2,0
3.2. средний	5,8	55,1	0,4	5,1	12,6	21,0	2,25
3.3. средний	5,1	48,8	0,4	6,0	14,9	24,8	2,5
4. Песок завода «Спецж/б»	20,4	63,1	15,0	1,1	0,4	–	$\sim 1,0$
5. Обогащенный песок при исходном $M_k \sim 1,0$							
5.1. средний	11,4	35,1	8,3	6,5	14,7	24,0	2,5
5.2. крупный	8,4	26,0	6,2	8,2	19,4	31,8	3,0
5.3. повышенной крупности	6,9	21,4	5,1	9,1	21,7	35,8	3,25
6. Природный (очень мелкий)	15,9	49,5	18,5	3,8	8,2	4,1	1,50

Продолжение табл. 1

7 Обогащенный песок при исходном $M_k = 1,5$							
7.1. Средний	10,5	44,4	14,8	5,8	12,7	11,8	2,01
7.2. Средний	9,5	40,0	13,3	6,5	14,7	16,9	2,25
7.3. Средний	8,5	35,9	12,0	7,2	16,5	19,9	2,47
7.4. Крупный	7,3	30,7	10,2	8,1	18,9	24,8	2,75
7..5 Крупный	6,3	26,7	8,9	8,7	20,7	28,6	2,97
8. Природный (средний)	11,5	36,6	21,4	7,3	15,5	7,7	2,02
9. Обогащенный песок при исходном $M_k = 2,00$							
9.1. Средний	9,1	29,1	17,1	8,5	19,0	17,2	2,50
9.2. Крупный	8,0	25,9	14,6	9,3	21,6	20,8	2,73
9.3. Крупный	6,8	21,6	12,7	9,7	22,5	26,7	3,00
9.4. Повышенной крупности	5,5	17,6	10,3	10,3	24,4	31,8	3,26
10. Обогащенный песок при исходном $M_k = 2,5$							
10.1. Крупный	5,5	18,1	18,2	11,2	25,0	22,0	2,98
10.2. Повышенной крупности	3,5	11,6	11,6	11,9	27,8	33,5	3,49
Б. Долевое содержание природного песка и крупных фракций отсева в обогащенном заполнителе, кг/1000 кг							
3а. Обогащенный песок	Природный тонкий ($M_k = 0,9$), кг		Отсев, кг			M_k , доли ед.	
3.1. средний	680		320			2,0	
3.2. средний	610		390			2,25	
3.3. средний	540		460			2,5	
5а. Обогащенный завода «Спецж/б»	Природный тонкий ($M_k = 1,0$), кг		Отсев, кг				
5.1. средний	560		440			2,5	
5.2. средний	420		580			3,0	
5.3. средний	340		660			3,25	

7а. Обогащенный песок	Природный очень мелкий ($M_k \sim 1,5$), кг	Отсев, кг	
7.1. Средний	811	189	2,00
7.2. Средний	731	269	2,25
7.3. Средний	656	344	2,50
7.4. Крупный	561	439	2,75
7.5. Крупный	488	512	3,0
8а. Обогащенный песок	Природный мелкий ($M_k = 2,0$), кг	Отсев, кг	
9.1. Средний	797	203	2,50
9.2. Крупный	694	306	2,75
9.3. Крупный	591	409	3,00
9.4. Повышенной крупности	481	519	3,25
10а. Обогащенный песок	Природный средний ($M_k = 2,5$), кг	Отсев, кг	
10.1. Крупный	749	251	~ 3,0
10.2. Повышенной крупности	480	520	~ 3,5

В соответствии с разработанной технологией обогащения [6–8] песок нормализованного гранулометрического состава получают непосредственно на стадии приготовления бетона. Для этого природный (исходный) песок и гранитный отсев (фракций $\sim 0,5$ – $5,0$ мм) дозируют на замес из соответствующих расходных бункеров в соотношении (долях), приведенном в табл. 1. Промежуточные величины долей (при необходимости) определяют интерполяцией. Такой вариант технологии обогащения реализуется на существующих бетоносмесительных узлах (установках) без их модернизации.

Свойства бетона на обогащенном песке. В табл. 2 приведены результаты исследований влияния гранулометрии песка, изменяющейся при его обогащении крупными фракциями гранитного отсева, на прочность бетона в проектном возрасте (28 сут), твердевшего

в стандартизированных нормально-влажностных условиях ($t = 20 \pm 3^\circ\text{C}$; $\phi \geq 90\%$). Прочность бетона на сжатие определяли на сериях (4–6 шт.) образцов $100 \times 100 \times 100$ мм, приведенных к базовому размеру ($K = 0,95$) по ГОСТ 18105-2018; ГОСТ 10180-2012, водопоглощение по ГОСТ 12730.3, морозостойкость ГОСТ 10060.2-95 и др.

Таблица 2

Свойства бетона

№ состава бетона	Характеристики песка:			Водопоглощение по массе $W_m, \%$	Морозостойкость, циклы*	Прочность на сжатие в 28 сут.	
	M_k , д.ед.	Содержание, кг				МПа	%
		песка	отсева				
1	1,0	700	–	4,55	150	37,5	100
2	2,0	492	208	3,40	200	–	–
3	2,5	389	311	3,25	300	46,7	125
4	3,0	288	412	2,60	300	47,2	126
5	3,5	185	515	2,45	400	48,7	130

Примечание: * в пересчете на базовый для бетона общестроительного назначения 1-ый метод по ГОСТ 10060.1-95.

Обобщение накопленных результатов исследований как в части роста прочности бетона при обогащении крупными фракциями гранитного отсева как природных песков с исходным модулем крупности $M_k \leq 1,0-2,0$ (до $M_k \geq 2,5-3,5$ после обогащения), 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.

Его эффективность базируется на обеспечиваемом росте плотности и прочности бетона, который, в свою очередь, основывается на улучшении соотношения фракций и снижении пустотности мелкого заполнителя, снижении его удельной поверхности, повышении качества сцепления поверхности заполнителя с цементным камнем, снижении водосодержания (соответственно – водоцементного отношения) при сохранении равноподвижности бетонной смеси, что позволяет на 10–20 % снизить расход цемента.

Установлено, что в целом, разрабатываемый прием обогащения рационален для всех групп (ГОСТ 8736-2014) мелкозернистых песков с $M_k \leq 2,0$ и, особенно, характеризующихся $M_k \leq 1,5$, т. е. очень мелких и тонких песков. Правила его применения сформулированы в разработанном авторами технологическом регламенте.

Оценка возможности снижения фактического расхода цемента в производственных условиях должна осуществляться 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, транспортировании, укладки-уплотнения и твердения бетона, а также предъявляемых к нему требований (механических и эксплуатационных).

Обобщение данных накопленных в целом по работе показывает, что при сохранении принципа равенства прочности бетона на природном песке с $M_k \leq 2,0$ и обогащенном до $M_k \geq 2,5$ возможно снизить расход цемента на 10–20 % на каждом производимом на мелкозернистых песках 1 м³ бетона. При этом одновременно не только не снижаются, но становятся более высокими качественные характеристики бетона (средняя плотность и плотность, как характеристика структуры материала) и, как следствие, улучшаются эксплуатационные свойства бетона.

Эти результаты подтверждены при опытно-производственном внедрении разработки на заводах сборного железобетона: ОАО «Спецжелезобетон» г. Микашевичи (производство ж/б напорных и безнапорных труб и преднапряженных шпал железнодорожных), ОАО «Могилевжелезобетон» (производство полурамсельхоз зданий и элементов фундаментов), ОАО «Барановичский ЗЖБИ» (производство преднапряженных ребристых плит 3×12 м и свай забивных), ОАО «Забудова» (производство преднапряженных плит пустотного настила и вибропрессованных тротуарных плит).

Заключение. Предложенная технология обогащения природного песка крупными фракциями отсева позволяет до 10–20 % снизить расход цемента при одновременном повышении прочностных и эксплуатационных характеристик бетона, что подтверждено результатами ее производственной апробации при изготовлении бетонных

и железобетонных (включая преднапряженные) изделий различного назначения.

Разработан эффективный вариант решения задачи по рациональному использованию ежегодно прирастающего на 3,0–3,5 млн тонн отхода производства гранитного щебня на РУПП «Гранит» в виде гранитных отсеков, их переработка путем отсева на крупную (более 0,5 мм, используемую для обогащения песка) и мелкую фракцию (с использованием последней в производстве цемента в качестве минеральной добавки [9, 10]) позволяет обеспечить 100 % использование гранитных отсеков в строительном производстве.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лейбензон, Л. С. Движение природных жидкостей и газов в пористой среде. – М. – Л.: Гостехиздат, 1947. – С. 11–73.

2. Аравин, В. И., Нумеров С. Н. Теория движения жидкостей и газов в недеформируемой среде. – М.: Гостехиздат, 1953. – С. 11–90.

3. Коллинз Р. Течения жидкостей через пористые материалы. – М.: Мир, 1964. – С. 68–104.

4. Цытович, Н. А. Механика грунтов. – М.: Госстройиздат, 1963. – С. 51–56, 145–156.

5. Ахвердов, И. Н. Основы физики бетона. – М.: Стройиздат, 1981. – С. 264–280.

6. Федорович, П. Л. Взаимосвязь водопоглощения и морозостойкости бетона с крупностью мелкого заполнителя / П. Л. Федорович, Э. И. Батяновский. // Современные проблемы внедрения европейских стандартов в области строительства. Международный научно-методический семинар. – Минск, 2013. – С. 194–202.

7. Федорович, П. Л. Эффективность использования технологических гранитных отсеков РУПП «гранит» в цементных бетонах/ П. Л. Федорович, А. В. Смоляков, А. А. Дрозд, Э. И. Батяновский // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров. Сборник научных статей XIX Международного научно-методического семинара – Брест, 2014. – С 195–202.

8. Федорович, П. Л. О технологии обогащения мелкого заполнителя для бетона/ П. Л. Федорович, Н. М. Голубев // Сборник научных трудов. Проблемы современного бетона и железобетона. БелНИИС – Минск, 2016. – С 290–306.

9. Батяновский, Э. И. Свойства цемента и цементного камня с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева / Э. И. Батяновский, А. А. Дрозд, А. В. Смоляков // Строительная наука и техника. – 2009. – № 1 (22). – С. 73–79.

10. Смоляков, А. В. Технологический свойства бетонных смесей и прочность бетона с добавкой в виде молотого гранитного отсева / А. В. Смоляков, Э. И. Батяновский, А. А. Дрозд // Строительная наука и техника. – 2009. – № 2 (23). – С. 49–57.

УДК 691:620.179.1

ВЛИЯНИЕ ОКАЗЫВАЕМОЕ НА ФЕРРОМАГНИТНЫЕ СВОЙСТВА АРМАТУРЫ ЕЕ ДИАМЕТРА И СОСТАВА

ЧИКУЛАЕВ Г. С., ЯКИМОВИЧ В. Д.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Железобетон – это строительный материал, широко применяемый при строительстве различных зданий и сооружений. Он получил широкое распространение благодаря тому, что является довольно прочным материалом, но со временем под воздействием внешней среды он разрушается. Так как железобетон состоит из бетона и арматуры, то повреждение конструкции из железобетона может быть связано с разрушением одного из этих составляющих. Возможно два варианта протекания процесса разрушения. Первый вариант когда в начале следует разрушение бетона, который выполняет защитные функции по отношению к арматуре расположенной внутри тела бетона. После разрушения защитного слоя бетона происходит разрушение арматуры и последующего разрушения всей конструкции. Второй вариант предполагает вначале разрушение арматуры, с последующим разрушением бетона. Причина разрушения бетона из-за арматуры основан на том что в процессе коррозии выделяется ржавчина, которая в 2–3 раза занимает больший объем чем первоначальная арматура [1, 3]. Данный процесс разрушения ржавчиной бетона является механическим. С ростом объема ржавчины, растет количество трещин на поверхности конструкций через

которые поступает агрессивные вещества, в результате растет скорость протекания коррозии арматуры и последующего разрушения конструкции.

В начале процесс коррозии невозможно зафиксировать визуально, так как поверхность конструкции скрывает процессы протекающие внутри нее. В связи с этим и существует необходимость в контроле коррозионного состояния арматуры, да бы не допустить разрушения конструкций. Поэтому существует необходимость в оценивании коррозионного состояния арматуры в конструкции неразрушающим способом. На данный момент на кафедре «Технология бетона и строительные материалы» БНТУ разработан частотный разностно-ферромагнитный метод оценки коррозионного состояния арматуры. Данный метод основан на том что в определенной области генерируемых частот ферромагнитные свойства самой стали и продуктов ее коррозии различаются [2]. И этот факт позволяет установить зависимости ухода частоты от коррозионных потерь стали. На основе данного метода разрабатывается прибор «измеритель степени коррозии арматуры» (ИСКА), позволяющий осуществлять две функции – вначале устанавливать толщину защитного слоя бетона, а уже с ее учетом – степень коррозии арматуры.

Точность оценки коррозионного состояния арматуры зависит от различных факторов, таких как диаметр арматуры и ее химический состав, толщины защитного слоя бетона и др.

Для выявления оказываемого влияния диаметра арматуры на ее ферромагнитные свойства были проведены испытания. Из арматурной стали Ст3, Ст5 с начальным диаметром 30 мм были изготовлены стержни следующих диаметров: 2 мм, 4 мм, 6 мм, 8 мм, 10 мм, 12 мм, 14 мм, 16 мм, 18 мм, 20 мм, 24 мм и 30 мм и длиной 300 мм. Данные стержни поочередно устанавливались по центру специальной площадки и при помощи датчика прибора ИСКА, устанавливаемого на оргстекло, снимались показания измерительного прибора на каждом стержне. В результате были получены следующие данные (табл. 1).

Влияние диаметра арматуры

Диаметр стержня, мм	Сталь Ст3	Сталь Ст5
	Показания прибора, мг	Показания прибора, мг
2	49	51
4	50	52
6	51	53
8	52	54
10	53	55
12	55	57
14	57	59
16	59	61
18	61	63
20	64	66
24	70	73
30	83	85

Как видно из полученных данных мы получили разброс показаний в пределах 12–15 % в связи с изменением диаметра образцов.

Из полученных данных видно, что при изменении диаметра арматуры от 2 до 10 мм показания прибора существенно не изменяются. Сравнительно малая погрешность измерений при изменении диаметра арматуры в пределах 2–10 мм объясняется, в первую очередь, относительно небольшим изменением зазора между датчиком и измеряемым стержнем.

В пределах изменения диаметра 12–30 мм погрешность измерений существенно возрастает вследствие двух причин: во-первых, значительного уменьшения зазора между датчиком и измеряемым стержнем и, во-вторых, резкого возрастания (из-за большой массы стержня) вносимых в контур измерительного генератора активных потерь, т. е. за счет уменьшения добротности контура.

Для изучения влияния вида и марки арматуры на ее ферромагнитные свойства были взяты стержни арматуры Ст3, Ст5, 35ГС, 18Г2С и 25Г2С диаметром 10 мм и длиной 300 мм. Данные стержни поочередно устанавливались по центру площадки и при помощи датчика, устанавливаемого на оргстекло, снимались показания измерительного прибора на каждом стержне. В результате были получены следующие данные (табл. 2).

Влияние марки стали

Марка стали	Показания прибора для образца, мг					Среднее арифметическое показаний прибора, мг
	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	№ 5	
Ст3	64	62	63	62	64	63,0
Ст5	66	68	67	66	65	66,4
35ГС	71	72	72	71	72	71,6
18Г2С	73	74	75	74	74	75,0
25Г2С	76	77	77	78	80	77,6

Как видно из полученных данных начальные показания прибора для стержней из углеродистых и легированных сталей 35ГС, 18Г2С, 25Г2С были выше, чем для обычных конструкционных Ст3, Ст5. Это можно объяснить тем что электропроводность стали тем ниже, чем выше содержание углерода, перешедшего в твердый раствор. Аналогичное действие оказывают легирующие добавки. Поэтому в случае исследования углеродистых и легированных сталей, благодаря меньшим потерям на вихревые токи магнитная проницаемость их будет выше, чем для широко применяемых обычных конструкционных сталей Ст3 и Ст5.

Заключение. Проведенные эксперименты выявили что диаметр арматуры оказывает влияние на ферромагнитные свойства арматуры, так с увеличением диаметра увеличивается и показания прибора из-за резкого возрастания вносимых в контур измерительного генератора активных потерь. Так же было выявлено что арматура из углеродистых и легированных сталей оказывает большее влияние на показания прибора чем конструкционные.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев, С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне / С. Н. Алексеев. – Москва: Стройиздат, 1968. – 233 с.
2. 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.

РАЗДЕЛ VI. МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

УДК 624.154.1

ЗОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ Г. НУР-СУЛТАН ДЛЯ ОПТИМИЗАЦИИ ДЛИН БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

АХАЖАНОВ С. Б.

Карагандинский государственный университет им. Е. А. Букетова
Караганда, Казахстан

Аннотация. В статье рассматривается геоинформационная система базы данных для города Нур-Султан. В результате были созданы программа «Геоинформационная базы данных» и специальные геотехнические карты зонирования по типам оснований и оптимизации длин буронабивных свай, а также карты залегания четвертичных и коренных пород. Геоинформационная система базы данных значительно сокращает время и затраты на проведение инженерно-геологических изысканий, проектирования и строительства фундаментов.

Введение. В настоящее время в сложных инженерно-геологических условиях на территории Казахстана все большее применение находят свайные фундаменты в самых разнообразных областях строительства. Свайные фундаменты не только технически целесообразны, обеспечивающие высокое качество и долговечность сооружений, но и экономически выгодны. При этом проектирование и строительство экономичных конструкций свайных фундаментов возможны при наличии достаточно представительных и достоверных информациях об условиях залегания и свойствах грунтов на строительных площадках, которые получают в результате исследований грунтов при инженерно-геологических исследованиях.

Так как современная система строительства организована таким образом, что инженерно-геологические изыскания, разработка проектов застройки, проектирование оснований и фундаментов, работы по их устройству выполняются организациями, слабо координируемыми между собой. На данный момент, архивные материалы ин-

женерно-геологических изысканий, находятся в тех организациях, которые непосредственно произвели данные виды работ. Так же отсутствует доступ, а возможно были утрачены, архивные данные изысканий, которые были произведены в советское время, на рассматриваемой территории. Все это осложняет проведение изыскательских работ, изыскателям сложнее прогнозировать развитие инженерно-геологических процессов, а главное имеют место быть случаи проведения дублирующих работ, а иногда и полноценных изысканий на одних и тех же территориях.

Необходимо отметить, что производство инженерно-геологических изысканий, должно оканчиваться составлением инженерно-геологических карт территории, на которой были произведены данные виды работ. Инженерно-геологические карты городов и прилегающих территорий необходимо непрерывно обновлять и совершенствовать, посредством внесения в них данных очередных изысканий. На данный момент, в отчетах, выпускаемых изыскательскими организациями, приводятся лишь инженерно-геологические разрезы и литологические колонки с указанием необходимых физико-механических характеристик рассматриваемых грунтов. Отсутствие картографической информации значительно усложняет архивирование и последующих поиск необходимой информации, в ходе последующих изысканий или других видов работ.

В настоящее время в научно-технической литературе, как у нас, так и за рубежом имеется большое количество работ, посвященных инженерно-геологическому картированию [1]. Кроме того, особое внимание при проектировании сооружений уделяется использованию специальных геотехнических карт, рассмотренные в работах зарубежных исследователей таких стран, как Япония, Скандинавские страны, Германия, США, Российская Федерация и другие [2–5]. В этих работах, главным образом, дискутируются вопросы, связанные с разработкой общих инженерно-геологических карт.

В связи с этим возникла необходимость создание геоинформационной базы данных для исследования строительных свойств грунтовых оснований с целью оптимизации длин буронабивных свай зданий и сооружений города Нур-Султан, что позволило бы существенно снизить затраты при проведении изыскательских работ и на возведение фундаментов зданий и сооружений.

1. «Геоинформационная база данных» для города Нур-Султан. Основная система управления программы «Геоинформационной базы данных» имеет иерархическую структуру, состоящая из двух уровней и включающая следующие основные четыре функции:

- 1) Функция общего управления (Host DB).
- 2) Функция входного управления данных (Local DB).
- 3) Функция извлечения данных и обработки (AP).
- 4) Функция дополнения данных (Layer DB).

За первый уровень иерархической структуры отвечает функция общего управления, которая осуществляет общее управление и организацию графического процесса. Второй уровень иерархии, включает остальные три функции, осуществляющие предварительную обработку исходной информации и обеспечивающие организацию графического процесса.

При этом исходная информация, используемая в программе, подразделяется на два основных раздела:

1) Постоянные наборы данных, образующие локальную базу данных программ.

2) Исходные данные, подготавливаемые непосредственно пользователем и вводимы в процессе выполнения программы.

Первый раздел (постоянные данные) составляет информационный материал, включенный непосредственно в текст программы. К нему можно отнести, например, карту города, координаты города и характеристики для получения графических файлов.

Второй раздел – это наборы исходных данных, формируемых пользователем. В него входят данные, полученные по материалам инженерно-геологических изысканий.

Для оценки инженерно-геологических условий на застроенной территории города нами совместно с японскими геотехниками впервые создана программа «Геоинформационная база данных» по материалам инженерно-геологических изысканий на объектах г. Нур-Султан [6]. Данная программа, включает на сегодняшний день данные 2500 буровых скважин, 205 буронабивные сваи, 1500 точек статического зондирования и 575 точек динамического зондирования, которая позволила проанализировать региональные условия грунтов до детального исследования.

2. Исследование геотехнической среды г. Нур-Султан. Исследуя, инженерно-геологические особенности грунтовых оснований

многих объектов г. Нур-Султан, на основании полевого описания грунтов и результатов лабораторных испытаний была произведена оценка на застраиваемой территории города. На территории г. Нур-Султан залегают разнообразные по происхождению и возрасту грунты. Выделено шесть основных инженерно-геологических элементов (ИГЭ):

ИГЭ-1 – техногенные отложения (t_{IV}) представлены почвенно-растительным слоем (ИГЭ-1а) и насыпным грунтом (ИГЭ-1б). Почвенно-растительный слой суглинистый имеет мощность от 0,2 до 0,5 м. Насыпные грунты сложены четвертичными суглинками, строительным и бытовым мусором, мощность изменяется от 0,2 до 2,0 м.

ИГЭ-2 – аллювиальные среднечетвертичные современные отложения $a(Q_{II-IV})$ представлены глинистыми грунтами, состоящие в основном из суглинков (ИГЭ-2а) с переслаиванием супесей (ИГЭ-2б), глин (ИГЭ-2в) и ил (ИГЭ-2г). Мощность данных грунтов изменяется от 0,9 до 10,0 м.

ИГЭ-3 – аллювиальные среднечетвертичные песчано-гравийные образования $a(Q_{II-IV})$ состоят из песков различной крупности (ИГЭ-3а), гравелистых песков (ИГЭ-3б) и гравийных грунтов (ИГЭ-3в). Мощность песков различной крупности изменяются от 0,4 до 6,3 м, песков гравелистых от 0,5 до 6,5 м, гравийных грунтов от 1,0 до 9,2 м.

ИГЭ-4 – элювиальные образования коры выветривания $e(C_1)$ представлены в виде суглинков и глин с линзами и прослоями супесей и включениями дресвяно-щебенистых грунтов, залегающие на глубинах от 6,0–10,0 м.

ИГЭ-5 – элювиальные образования в виде дресвяно-щебенистых грунтов $e(C_1)$ широко распространены на территории исследования и обнаружены они на глубинах от 7,0 до 23,0 м.

ИГЭ-6 – осадочные породы нижнего карбона (C_1) представлены в основном песчаниками, которые переслаиваются с алевролитами и аргиллитами того же возраста по всей своей мощности. Залегают на глубинах от 11,6 до 26,2 м, мощность которых изменяется от 3,8 до 23,0 м.

Для оценки условия залегания грунтов с помощью программы «Геоинформационная база данных» строились инженерно-геологические разрезы, на основании которых было выделено шесть основных инженерно-геологических элементов и выявлено, что ука-

занные элементы образуют до коренных пород около восьми типов оснований.

В соответствии с методикой построения карты второй группы были построены с помощью программы «Геоинформационная база данных» карты изолинии оптимальных длин свай, учитывая натурные наблюдения на аналогичных инженерно-геологических условиях, что позволило построить карту инженерно-геологического районирования по оптимизации длин буронабивных свай под здания 2 (нормального) уровня ответственности с учетом типа основания.

Заключение. Разработка геоинформационной системы и технологии ее реализации в области городского планирования в Казахстане позволит оптимизировать геотехнические работы. Программа «Геоинформационная база данных» рекомендуется использовать при проектировании зданий и сооружений и проведении инженерно-геологических изысканий. Как показала, комплексная научная оценка застраиваемой территории на стадиях принятия проектных решений на сегодня существует неоправданное расходование средств, материальных и трудовых ресурсов, излишние перестраховки в проектах фундаментов и оснований без учета предыдущего опыта строительства.

Программа «Геоинформационная база данных» позволяет осуществлять анализ и систематизацию данных на основе отчетов об изысканиях с построением математической модели инженерно-геологического строения территории. Эти данные являются основой для общей оценки инженерно-геологических условий в зонах предполагаемого строительства, информацией, пригодной для проработки проектных решений с определением возможных типов фундаментов, нагрузок на грунты основания и принятия конструктивных решений, а также позволяет исключать дублирование работ на одних и тех же площадях.

Программа «Геоинформационная базы данных» и специальные геотехнические карты позволяют оперативно получать необходимую информацию для целей обоснования проектных работ в строительстве и планирования развития территории города.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абдрашитова Р. Н., Матусевич А. В. Инженерно-геологические карты: учебное пособие. – Тюмень: ТИУ, 2016. – 125 с.

2. Мангушев Р. А., Заварзин Л. Г. Карта изосет для квартальной застройки // Основания и фундаменты гражданских и промышленных зданий (в условиях слабых и мерзлых грунтов): Межвузовский тематический сборник / Л: ЛИСИ, 1990. – С. 97–104.
3. Antikoski U. V., Raudasmaa P. J. Use of geotechnical maps in planning under ground constructions. Large Rock Caverns // Proc. Int. Symp. Helsinki. – 1986. – Vol. 2. – P. 884–887.
4. Geo-informatics for geological & geotechnical researches of Kansai Ground. – Kansai: Geo-Research Institute, 2005. – 21 p.
5. Hrasna M., Vecko J. Engeneering geological models for land-use planning documents // Acta geol. et geogr. univ. comen. geol. – 1987. – № 42 – P. 137–148.
6. Zhussupbekov A. Zh., Alibekova N. T., Akhazhanov S. B., Shakirova N.U ., Alpysova A. B. Geotechnical Geo-Information System of Astana // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2019. – Volume 55, Issue 6. – P. 420–424.

УДК 692.1

ОСОБЕННОСТИ ЛАБОРАТОРНЫХ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ НА ТРЕХОСНОМ ПРИБОРЕ

ЖУМАДИЛОВ И. Т.

Евразийский национальный цнверитет им. Л. Н. Гумилева
Нур-Султан, Казахстан

Аннотация. В статье кратко описаны методики испытаний грунтов трехосным сжатием. Трехосное сжатие грунтов находит все более широкое распространение при производстве инженерно-геологических исследований для обоснования проектов строительства различных инженерных сооружений. По результатам данной работы составлены рекомендации по практическому применению полученных характеристик грунтов для геоинформационной геотехнической базы данных г. Нур-Султан.

Введение. Дисперсные грунты нашли широкое применение при устройстве земляного полотна, в том числе их используют для замены особых и слабых торфяных и заторфованных грунтов в осно-

ваниях насыпей. Независимо от назначения грунтов необходимо выполнять их проверку по сопротивлению сдвигу, для которой выполняется расчет касательных напряжений или безопасных давлений. Для таких расчетов необходимы данные о величине угла внутреннего трения, сцепления, а иногда сопротивления недренированному сдвигу. Эти параметры принимают по данным нормативной литературы, а в ряде случаев находят экспериментально, выполняя требования. Отметим, что сцепление и угол внутреннего трения необходимы для расчета касательных напряжений не только по оригинальному критерию Кулона–Мора, но и ряда современных эмпирических и модифицированных условий пластичности. Эти параметры применяют для расчета безопасных давлений. Известно, что величина сцепления и угла внутреннего трения возрастает при увеличении коэффициента уплотнения, что требует приготовления лабораторных проб с плотностью сухого грунта, соответствующей как требуемым значениям, так и фактическим значениям.

Для грунтов с частичным водонасыщением таких, как глины, суглинки (в уплотнённом состоянии) расположенные выше уровня грунтовых вод недренированная прочность (сопротивление недренированному сдвигу) должна быть определена из НН-испытаний образцов, у которых коэффициент пористости и степень водонасыщения соответствует этим же параметрам в реальном массиве грунта (земляном полотне).

1. Проведение испытаний. В КН испытаниях образец сжимается в условиях полного дренирования при действии всестороннего давления (первый этап испытаний, характеризуемый напряжениями $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), а при сдвиге дренирование не допускается (второй этап испытаний – $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$). Основным ограничением для КН испытаний является длительность проведения вследствие низкой проницаемости глинистых грунтов и малой скорости фильтрации поровой воды. КН-испытания могут быть выполнены быстрее, чем КД-испытания, а результаты дают примерно одинаковую предельную огибающую при ее построении в эффективных напряжениях. Следовательно, при КН-испытаниях с измерением порового давления прочность грунта может быть выражена функцией эффективных напряжений, а затем использована для решения задач, где есть дренирование. На рис. 1 приведены фрагменты испытаний суглинка

легкого и песка среднего по типу КН испытаний, а на рис. 2 показано определение сцепления и угла внутреннего трения суглинка легкого, выполненное построением кругов предельных напряжений и касательной (предельная прямая Кулона–Мора) к ним. Сопротивление недренированному сдвигу суглинка легкого выполнено при помощи НН-испытаний.

На рис. 1 приведены фрагменты испытаний суглинка легкого и песка среднего по типу КН испытаний, а на рис. 2 показано определение сцепления и угла внутреннего трения суглинка легкого, выполненное построением кругов предельных напряжений и касательной (предельная прямая Кулона–Мора) к ним. Сопротивление недренированному сдвигу суглинка легкого выполнено при помощи НН-испытаний.



Рис. 1. Испытание грунта

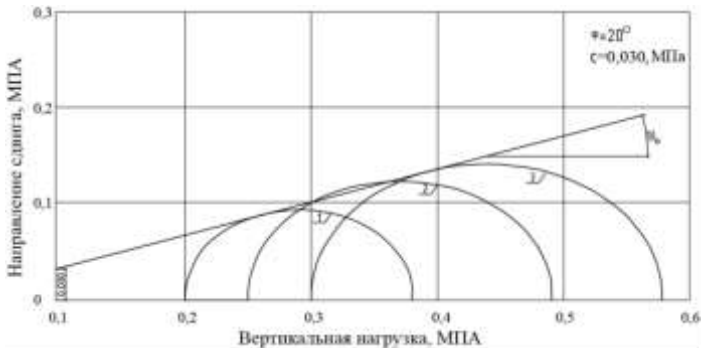


Рис. 2. Круги предельных напряжений и предельная прямая Кулона–Мора

Установленные значение параметров сопротивления сдвигу будут применены в дальнейшем для расчета касательных напряжений и безопасных давлений. При этом планируется вычислять необходимые для этих расчетов главные напряжения как по традиционным решениям, так и с использованием современных методик.

Испытание грунтов в приборах трехосного сжатия позволяют более правильно моделировать напряженное состояние грунта. Нами проводились опыты по методике ограниченного бокового расширения. Её применение обосновывается тем, что при загрузке грунта местной нагрузкой, он испытывает ограниченное расширение, подобное расширению элементарного объема в грунтовой среде.

Основные положения методики заключаются в следующем. В начале опыта создается гидростатическое равновесие главных напряжений. Затем ступенями образец грунта загружается вертикальной нагрузкой, при которой боковое давление сохраняется постоянным. Испытание проводится до разрушения образца. В результате каждого опыта определяются основные характеристики сжимаемости: модуль общей деформации и коэффициент поперечного расширения (коэффициент Пуассона).

Учитывая отсутствие достаточно полных рекомендаций по назначению величины σ_q , нами ставились специальные опыты на мелких песках в воздушно – сухом и уплотненном состояниях.

Величина модуля общей деформации грунтов определялась по формуле:

$$E = \frac{\sigma_z}{\lambda_z} (1 - 2\mu \frac{\sigma_q}{\sigma_z})$$

где E – модуль общей деформации, кг/см²;
 σ_z – вертикальное напряжение, кг/см²;
 σ_q – первоначальное боковое давление, кг/см²;
 μ – коэффициент Пуассона.

Исследования проводились при различных первоначальных боковых давлениях σ_q , равных 0,2, 0,3 и 0,4 кг/см². Указанные давления были выбраны с таким расчетом, чтобы не вызвать переуплотнение образцов и не исказить результаты опытов. С другой стороны, при малых величинах σ_q в большей степени сказывается влияние ошибок, неизбежных при проведении опытов в трехосном аппарате: силы трения грунта о резину, сжимаемость резиновой оболочки и т. д.

В общей сложности выполнено на указанных грунтах 18 опытов, часть результатов которых приведены на рис. 3 в виде графиков зависимости относительно деформаций σ_z , коэффициента поперечного расширения μ и модуля деформации E от удельного давления λ_z .

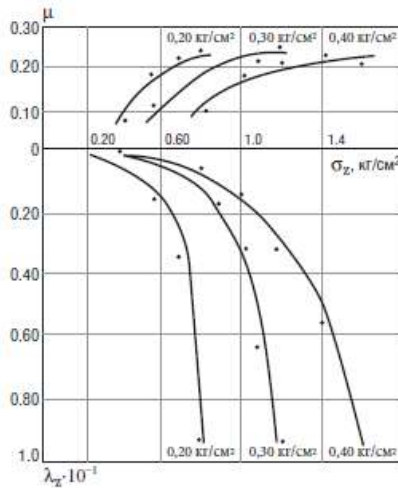


Рис. 3. Графики $\lambda_z=f(\sigma_z)$ и $\mu=f(\sigma_z)$ для мелкого влажного неуплотненного суглинки

Из графиков $\lambda_z=f(\sigma_z)$ следует, что увеличение первоначального бокового давления вызывает уменьшение относительных деформаций образца при одинаковых вертикальных напряжениях. При этом растёт протяженность условного прямолинейного участка графика, сопровождаясь увеличением модуля деформации при равных вертикальных давлениях (рис. 3).

2. Результаты испытаний. Таким образом, характеристики деформируемости грунтов в значительной степени зависят от напряженного состояния или точнее – от соотношения главных напряжений. Этот вывод наглядно подтверждается и данными табл. 1, в которой представлены характеристики сжимаемости грунтов, определенные при различных соотношениях главных напряжений σ_z/σ_q .

Таблица 1

Характеристики сжимаемости грунтов

Наименование вида грунта	σ_q	σ_z	$\alpha = \frac{\sigma_z}{\sigma_q}$	E	μ	Примечание
Песок мелкий влажный неуплотненный	0,20	0,20	1,0	370	–	
	0,20	0,40	2,0	175	0,08	
	0,20	0,60	3,0	51	0,18	
	0,20	0,70	3,5	18	0,22	
$\gamma_{ск}=1,60$ г/см ³	0,20	0,80	4,0	–	0,23	Начало разрушения
Песок мелкий влажный неуплотненный	0,30	0,30	1,0	420	–	
	0,30	0,60	2,0	160	0,10	
	0,30	0,90	3,0	45	0,21	
	0,30	1,10	3,7	15	0,22	
$\gamma_{ск}=1,60$ г/см ³	0,30	1,20	4,0	–	0,24	Начало разрушения
Песок мелкий влажный плотный	0,30	0,30	1,0	1130	–	
	0,30	0,60	2,0	464	0,11	
	0,30	0,90	3,0	254	0,15	
	0,30	1,20	4,0	90	0,25	
$\gamma_{ск}=1,69$ г/см ³	0,30	1,40	4,7	–	0,27	Начало разрушения
Песок мелкий влажный плотный	0,40	0,40	1,0	1300	–	
	0,40	0,80	2,0	540	0,09	
	0,40	1,20	3,0	280	0,19	
	0,40	1,60	4,0	98	0,26	
$\gamma_{ск}=1,69$ г/см ³	0,40	1,80	4,5	–	0,27	Начало разрушения

Как видно из табл. 1 увеличение соотношения главных напряжений приводит к уменьшению модуля деформации и росту коэффициента поперечного расширения. Однако, для каждого вида грунта при равных соотношениях σ_z/σ_q характеристики сжимаемости сохраняют сравнительно постоянное значение. Эта закономерность соблюдается независимо от величины первоначального бокового давления σ_q .

Полученный вывод является ответом на вопрос о величине бокового давления σ_q при проведении опытов в трехосном аппарате. Из него вытекает, что испытание необходимо проводить при двух-трех значениях σ_q с тем, чтобы установить соотношение главных напряжений, соответствующее условной границе уплотнение грунта. После этого можно определять характеристики сжимаемости.

В настоящее время имеет широкое распространение теории «гидростатического» распределения напряжений от собственного веса грунта. Поэтому величину первоначального бокового давления следует назначать не выше «бытового» из условия сохранения естественной плотности грунта в начале опыта.

На величину характеристик сжимаемости грунтов влияет также соотношение размеров испытываемых образцов. Учитывая это, нами опытным путем сравнивались варианты образцов при отношении высоты (h) к диаметру (d) от 0,3 : 1,0 до 1,1 : 1,0. За объект сравнений были приняты коэффициенты бокового давления и модуль общей деформации (E). опыты по исследованию коэффициента давления проводились в условиях невозможности бокового расширения образца.

На рис. 4 приведены результаты опытов для макропористого лессовидного суглинка в виде зависимости $\xi=f(h/d)$. Из него следует, что с увеличением высоты образца при постоянном диаметре значения коэффициентов бокового давления возрастают. Такой характер изменения ξ объясняется, в основном, влиянием сил трения, имеющим место по контактной поверхности поршня с грунтом. При малых высотах образца это влияние становится существенным и обуславливает уменьшение величины коэффициента бокового давления. Здесь также сказывается и влияние резиновой оболочки, сжимаемость которой приводит к снижению бокового давления. При малых значениях отношения h/d величины модулей деформации

ции оказываются также заниженными. Это наглядно иллюстрируется данными табл. 2.

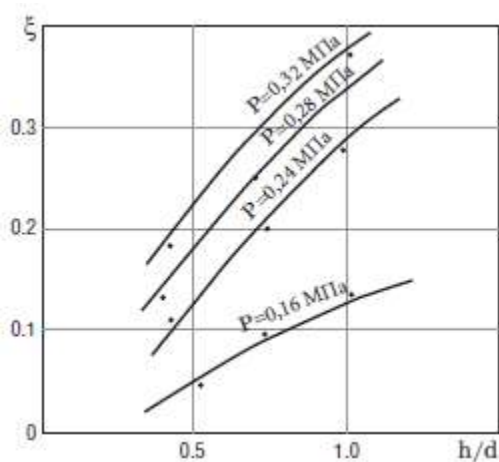


Рис. 4. Графики $\xi = f(h/d)$ для микропористых суглинков

Таблица 2

Величина Модулей деформации опытных образцов грунта

№ п/п	Наименование вида грунта	d (мм)	h (мм)	h/d	Опыты в стабилометрах		E* (кг/см ²)
					Кол-во опытов	E (кг/см ²)	
1	Суглинок макропористый	56,5	59	1,05	3	111	144
		56,5	58	1,02	2	118	144
		56,5	53,5	0,95	3	108	144
		56,5	48	0,85	3	96	144
		56,5	20	0,35	3	87	144
2	Суглинок макропористый	56,5	54	0,95	3	148	146
		56,5	50	0,88	3	133	146
		56,5	30	0,53	3	100	146

Таким образом, достоверные характеристики сжимаемости грунтов получаются на образцах, имеющих соотношение $h/d=1$.

Изложенные выше уточнения методики ограниченного бокового расширения послужили основой для исследований сжимаемости грунтов, имеющих широкое распространение в г. Нур-Султан. Они

представлены в большинстве пылеватými песками и макропористыми лессовидными супесями и суглинками.

Результаты испытаний грунтов в трехосном аппарате сравнивались с данными полевых опытов, проведенными на указанных грунтах штампами площадью 2500 см², 5000 см² (в шурфах) и 600 см² (в скважинах). Полевые опыты выполнялись инженерами ТОО «KGS-Astana» при непосредственном участии авторов. При этом значения модулей деформации определялись на основе модели слоя ограниченной толщины, как более точно отражающей механические свойства исследуемых оснований.

Таблица 3

Результаты расчетов модулей деформации

№ п/п	Наименование вида грунта	e	S _r	Значения модуля деформации E, кг/см ²		
				штамп	стабилометр	
1	Пылеватый песок	0,688	0,26	156	134	1,16
	Пылеватый песок	0,645	0,23	210	169	1,22
	Пылеватый песок	0,577	0,20	289	224	1,29
	Пылеватый песок	0,711	0,37	160	155	1,03
2	Лесовидный макропористый суглинок	0,890	0,48	178	140	1,27
	Лесовидный макропористый суглинок	0,855	0,60	136	145	1,28
	Лесовидный макропористый суглинок	0,930	0,50	144	118	1,22
	Лесовидный макропористый суглинок	0,935	0,74	49	38	0,94
	Лесовидный макропористый суглинок	0,924	0,84	56	35	1,01
3	Лесовидная макропористая супесь	0,882	0,77	61	78	0,78
	Лесовидная макропористая супесь	0,843	0,85	62	55	1,13
	Лесовидная макропористая супесь	0,604	0,29	182	170	1,07

Примечание: e – коэффициент пористости грунта; S_r – степень влажности грунта.

По табл. 3 модули деформации грунтов по результатам трехосных испытаний и полевых опытов отличаются между собой в среднем на 20–25 %. Это подтверждает возможность широкого исполь-

зования приборов трехосного сжатия в практике инженерно-геологических исследований грунтов.

Заключение:

1. Основные характеристики сжимаемости грунтов – модуль общей деформации и коэффициент поперечного расширения – зависят от соотношения главных напряжений. Увеличение последних приводят к росту коэффициента поперечного расширения и уменьшению модуля общей деформации.

2. Исследование сжимаемости грунтов в трехосном аппарате по уточненной нами методике ограниченного бокового расширения позволяет определить значение модулей общей деформации, удовлетворительно согласующимся с результатами полевых испытаний.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Буш И. В. Результаты определения параметров сопротивления грунтов сдвигу в приборе трехосного сжатия // Молодой ученый. – 2016. – № 12. – С. 220–223.

2. Filatov A. V., Galinska L. A., Ischanova A. Sh. Determination of deformation characteristics on a triaxial compression device // International Scientific and Practical Conference "Improving the quality of education and research" in the framework of the VII Satpaev readings, (in Kazakhstan). – 2008. – pp. 537–543.

3. Zhussupbekov A. Z., Zhakulin A. S., Zhakulin A. A., Zhussupbekov A. A. (2003): Influence of soil properties on mechanical characteristics of saturated bases. Proceedings of the Twelfth Asian Regional Conference on soil mechanics and geotechnical engineering (12ARC). – Singapore. – 2003. – pp. 231–236.

4. Филатов А. В., Базаров Б. А., Галинская Л. А., Унайбаев Б. Ж., Арсенин В. А. Сравнительные данные деформационных характеристик при испытании грунтов в одометре и стабилometре // Международная научно-практическая конференция «Повышение качества образования и научных исследований» в рамках VII Сатпаевских чтений, 10–12 апреля, 2008. – С. 531–537.

КЛАССИФИКАЦИЯ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

ИГНАТОВ С. В.¹, МОСКАЛЬКОВА Ю. Г.², БАРИЛОВА И. В.²

¹ Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

² Белорусско-Российский университет

Могилев, Беларусь

Введение. В соответствии ТКП 45-1.04-305-2016 [3, 7] строительные конструкции и сооружения должны быть запроектированы с достаточной надежностью и безотказностью их работы – способность сохранять заданные эксплуатационные качества в течении установленного срока службы. Здания и сооружения соответственно должны проектироваться исходя из критериев безотказной работы всех его частей под влиянием внешних воздействий, в том числе климатических условий района проектирования.

При возведении любого строения особое влияние уделяется проектированию фундамента. От того, насколько правильно запроектирован фундамент, зависит прочность всего здания или сооружения. При проектировании фундамента учитываются все факторы, которые могут повлиять на несущую способность строения. Одними из таких факторов являются инженерно-геологические условия строительной площадки и климатические особенности местности.

Выбор глубины заложения – очень важный момент в проектировании фундамента. Глубина заложения зависит от гидрогеологических (уровень грунтовых вод) и геологических характеристик пятна застройки, от климатических условий, особенностей конструкции будущего здания (наличие подвала, этажность, конструктивная схема и т. д.), от величины нагрузки и направления воздействий на основание.

Глубина промерзания грунта – нормативное понятие, которое описывает среднестатистическую глубину, на которую основание промерзает в холодное время года. Для расчета глубины

промерзания берется среднестатистический показатель сезонного промерзания в конкретном регионе за последние 10 лет.

Глубина промерзания грунта зависит в первую очередь от месторасположения участка (север или юг Беларуси), а также еще от двух основных факторов – среднестатистических минусовых температур в конкретных регионах и типа грунта. Косвенным фактором, влияющим на глубину промерзания грунта, является толщина снежного покрова, которым укрыт грунт: чем он толще, тем меньшей будет глубина промерзания.

Классификация территории РБ по географическим показателям

Для определения климатических условий республики произведен анализ территории по климатическому районированию согласно ТКП 45-3.03-19-2006* «Автомобильные дороги. Нормы проектирования» [1] и СНБ 2.04.02-2000 «Строительная климатология» [6].

Согласно [6] все климатические параметры рассчитаны по данным многолетних наблюдений метеорологических станций Государственного комитета по гидрометеорологии Республики Беларусь. Период наблюдений, используемый для расчетов, зависит от временного разрешения параметра. Территория республики расположена в основном в нормально-влажностном подрайоне (рис. 1).



Рис. 1. Схематическая карта районов влажности и климатического районирования Республики Беларусь для строительства согласно СНБ 2.04.02-2000

Районы влажности в республике выделены по комплексному показателю (К), рассчитанному по формуле:

$$K = \frac{41,9H\varphi}{Q\sqrt{A}}, \quad (1)$$

где Н – средняя за месяц безморозного периода количество осадков, мм;

φ – относительная влажность за 15 ч самого теплого месяца, %;

Q – годовая сумма суммарной солнечной радиации на горизонтальную поверхность, МДж/м² ;

A – годовая амплитуда (разность средней месячной температуры воздуха июля и января), °С.

Климатическое районирование республики для строительства (рис. 1) осуществлено на основании средней месячной температуры воздуха в январе и июле, средней скорости ветра за три зимних месяца, средней месячной относительной влажности воздуха в июле. Температурные условия республики, которые приведены в [6, табл. 3.11] (средняя температура января – от минус 4,5 до минус 8,3 °С) определяют район II, а средняя скорость ветра (от 2,7 до 4,9 м/с) и средняя месячная температура июля (от 17,0 до 18,5 °С) определяют подрайон ПВ. Этому не препятствует и относительная влажность воздуха в июле, которая составляет от 71 до 77 %.

Рассмотрим схематическую карту расположения дорожно-климатических районов согласно [6] (рис. 2).

Основным условием обеспечения устойчивости и прочности системы «дорожная одежда – земляное полотно» является недопущение переувлажнения или чрезмерного колебания влажности грунта земляного полотна.

Важнейшими источниками увлажнения и климатическими факторами, влияющими на водно-тепловой режим, являются географическое положение, испарение, амплитуда и быстрота колебаний температуры воздуха и почвы, продолжительность периода отрицательных температур, направление и скорость ветра, мощность снежного покрова, глубина промерзания грунта, миграция воды, застаивающаяся в боковых канавах, затрудненный поверхностный сток и вода, поступающая от грунтовых вод.



Рис. 2. Расположение дорожно-климатических районов согласно ТКП 45-3.03-19-2006*

Классификация типов местности и грунтов приведена в табл. 1.

Таблица 1

Типы местности по характеру и степени увлажнения согласно [1]

Тип местности	Источники увлажнения	Характерные признаки
1 (сухие места)	Атмосферные осадки	Поверхностный сток обеспечен. Подземные воды не оказывают влияния на увлажнение грунтов. Почвы без признаков заболачивания
2 (сырые места)	Кратковременные стоящие (до 30 сут) поверхностные воды; атмосферные осадки	Поверхностный сток не обеспечен. Рельеф местности равнинный. Весной и осенью возможен застой воды на поверхности почвы. Подземные воды не оказывают влияния на увлажнение грунтов. Почвы с признаками заболачивания
3 (мокрые места)	Грунтовые или длительно стоящие (более 30 сут) поверхностные воды; атмосферные осадки	Источники увлажнения оказывают влияние на увлажнение почвы и грунтов независимо от условий поверхностного стока. Почвы заболоченные

Исходя из этого можно сделать вывод, что при проектировании дорог и фундаментов здания к основаниям предъявляются различ-

ные требования. Это хорошо просматривается на схематических картах расположения климатических районов и картах районов влажности согласно [1, 6]. Схематическая карта районов влажности и климатического районирования Республики Беларусь для строительства в [1] недостаточно подробно учитывает температурный режим республики и учтена влажность воздуха.

Рельеф и опасные геологические процессы, как фактор влияния на конструкцию фундамента. Рельеф в Беларуси носит равнинный характер. Рельеф территории республики складывается из существенного преобладания плоских и пологоволнистых равнин и низменностей, речных долин и грядово-бугристых комплексов. Возвышенности, которые занимают треть территории, расположены в западной и центральной частях страны.

Факторы формирования рельефа:

- геологическое строение;
- древние оледенения;
- древние и современные водные потоки;
- ветер;
- хозяйственная деятельность человека.

Геологические процессы, протекающие в основаниях, представляют серьезную опасность при возведении зданий и сооружений. Своевременно проведенные инженерно-геологические изыскания позволяют своевременно выявить и изучить эти процессы и выбрать наиболее оптимальный тип фундамента.

Согласно СНБ 2.03.01-98 «Геофизика опасных природных воздействий» [2] при проектировании, строительстве и эксплуатации зданий и сооружений, а также при проектировании их инженерной защиты необходимо выявлять геофизические воздействия, вызывающие проявления и (или) активизацию опасных природных (геологических, гидрометеорологических и др.) процессов. При выявлении опасных геофизических воздействий и их влияния на строительство зданий и сооружений следует учитывать категории оценки сложности природных условий, приведенные в [2, табл. 2].

В отличие от нормативных документов, можно привести следующую трактовку определения категории сложности инженерно-геологических условий (табл. 2).

Таблица 2

Категории сложности инженерно-геологических условий

Критерии	Характеристика	Баллы
Рельеф	Ровный	0
	Неровный	1
	Расчлененный	2
Количество предварительно выделенных по зондированию инженерно-геологических элементов	Простые < 3	0
	Средней сложности (3–5)	1
	Сложные > 5	2
Характер пространственной изменчивости свойств грунтов по зондированию	Стационарная по площади и глубине	0
	Нестационарные по глубине и стационарная по площади	1
	Нестационарные по глубине и площади	2
Степень изменчивости сжимаемости основания по зондированию	Сильная $\alpha > 5$	2
	Средняя $\alpha = 3 - 5$	1
	Слабая $\alpha < 3$	0
Глубина залегания грунтовых вод с учетом прогнозируемого уровня	Грунтовые воды залегают ниже сферы взаимодействия	0
	Грунтовые воды залегают ниже сферы взаимодействия, но ниже глубины заложения фундаментов	1
	Грунтовые воды залегают в пределах заложения фундаментов	2
Физико-геологические процессы и явления	Отсутствуют	0
	Пассивные	1
	Активные	2

Путем суммирования баллов в соответствии с предложенными критериями можно привести следующую квалификацию:

- от 0 до 4 баллов – I категория сложности (простые условия);
- от 4 до 8 баллов – II категория сложности (средняя сложности);
- от 8 до 12 баллов – III категория сложности (сложные условия).

Современные инженерно-геологические процессы протекают достаточно быстро, что обусловлено динамичностью всей инженерно-геологической обстановки.

Важной особенностью геологических процессов является их неровномерное протекание по поверхности грунтов в пределах различных регионов, областей и районов. Территория Беларуси по

видам экзогенных геологических процессов (далее – ЭГП) можно разделить на 3 зоны: северную, центральную и южную [5].

Северная зона в границах северного Поозерья характеризуется относительно небольшими масштабами развития ЭГП. В долине Западной Двины при подрезке склонов наблюдаются слабое развитие оползней и оврагообразование. В связи с наличием уклонов поверхности (в среднем 30°), распространением почти повсеместно слабофильтрующих материнских пород здесь значительно выражен плоскостной смыв почв.

На отдельных озерах (Нарочь, Мядель и др.) имеет место озерная абразия, сопровождающаяся развитием осыпей и обвалов. На мелиорированных землях при сухой погоде в весеннее время (апрель, май) и в начале лета (июнь) наблюдаются случаи ветровой эрозии (дефляции). В целом пораженность ЭГП не превышает 20 % территории.

Центральная зона характеризуется наибольшим размахом развития ЭГП как по количеству, так и по видам, причем отдельным районам свойственны свои особенности развития процессов. В центральной зоне закономерно выделяются районы распространения плоскостной эрозии, оврагообразования, оползней и обвалов. В несколько больших масштабах, чем в северной зоне, развиты здесь процессы ветровой эрозии (дефляции).

В пределах Белорусской гряды, где имеются значительные площади водосборов, активизированы процессы плоскостной эрозии, а на участках крупных склонов – оползни, осыпи (особенно при подрезке склонов).

Оврагообразование – наиболее распространенный вид процесса, развивающийся на участках распространения лессовидных отложений на Новогрудской и в меньшей степени Минской возвышенностях, в пределах Оршанско-Могилевского плато и на склонах речных долин и их притоков.

Все названные процессы значительно активизировались в результате интенсивного освоения территории. Активный рост оврагов на участках, где они раньше не развивались, а также повторные врезы обусловлены не столько региональными особенностями территории, сколько вмешательством человека.

Южной зоне свойственны иные виды и условия ЭГП по сравнению с северной и центральной. Эта зона располагается в

пределах Белорусского Полесья. Развиваются процессы ветровой эрозии – эоловые в пределах надпойменных (боровых) террас и зандровых равнин, дефляция и минерализация на осушенных торфомасивах. Вследствие сухости климата, наличия значительных площадей, не защищенных растительностью, ветровая эрозия получила региональные формы развития. В пределах речных долин и их притоков широко распространены оползни, осыпи и обвалы и четко прослеживается влияние современных положительных движений земной коры.

Геологическое строение территории РБ в глубинах, подверженных влиянию строительной деятельности. Грунтовая толща – толща горных пород, находящаяся в зоне активного влияния зданий и сооружений. Четвертичные отложения на территории Беларуси повсеместно являются оснований практически всех зданий и сооружений. Выделяются три характерные области по содержанию обломочных фракций – северная, средняя и южная (рис. 2).

В северной части – зона 1 – республики (рис. 2) в области поозерского оледенения отложения представлены в виде ледниковых и водно-ледниковых образований, которые занимают около 40 % площади от поозерского оледенения. Моренные отложения в границах нахождения ледника являются очень распространенными и образуют обширные моренные равнины. Преобладающими грунтами в таких отложениях являются супеси и суглинки, реже глины. Для верхней части грунтовой толщи свойственна сланцеватость. Так же в поозерной марене встречаются внутриморенные образования, представленные в виде линз, гнезд, карманов различных песков, галечника, ленточных глин.

Широкое распространение получили ледниково-озерные отложения в пределах Полоцкой и Дисненской низин. Ледниково-озерные грунты обладают параллельной горизонтальной слоистостью. В северо-западном и северо-восточном направлениях эти грунты замещаются или перекрываются флювиогляциальными песками (мелкие пески с редким включением гравия и единичной гальки).

Косо- и диагональнослоистые текстуры присущи отложениям более грубого состава и представлены разнородными песками, иногда гравием. Такие грунты обычно характерны для прибрежной зоны ранее существовавшего водоема.

В северной части республики так же встречаются ленточные глины. Они обладают высокой анизотропией благодаря особенностям микроструктуры. Таким глинам свойственна высокая пористость и высокая естественная влажность. Данный тип грунтов в естественном состоянии может выдерживать 0,3–0,4 МПа без значительных деформаций.

Центральная зона – зона 2 (см. рис. 2) – обладает разнообразием грунтов как по вещественному составу, так и по прочностным и деформативным свойствам. В пределах Березинской равнины часто встречаются флювиогляциальные пески. Они плотные и средней плотности, маловлажные.

На Минской возвышенности широко распространены моренные супеси и суглинки. Моренные отложения имеют значительную плотность и слабую сжимаемость, но при переувлажнении превращаются в текучепластичные. Это свойства моренных грунтов проявляется в верхней зоне мощностью 1,5–2,0 м там, где отсутствует растительный слой.

Лессовидные супеси и суглинки получили распространение на Минской, Новогрудской возвышенностях, в пределах Копыльской, Ошмянской гряд, Оршанско-Могилевского плато. В ряде разрезов (Минск, Дзержинск) в таких отложениях наблюдается слоистость. На основной части территории просадочность лессовидных супесей и суглинков отсутствует.

Около 10 % территории Беларуси занимают лессовидные грунты, расположены в основном отдельными участками и островами. Наиболее крупные из них в геоморфологическом отношении находятся в пределах Оршанско-Могилевского плато, Минской и Новогрудской возвышенностей, Мозырско-Брагинской и Копыльской гряд. Лессовидные грунты обычно залегают с другими типами отложений – моренными, флювиогляциальными, озерными, аллювиальными и др. Просадочные свойства наиболее характерны для лессовидных отложений Горецкого, Мстиславского и Новогрудского районов. Значительные материальные потери связаны с деформативными процессами в набухающих грунтах, широко развитых в центральной области. Особенно отчетливо они проявились в Солигорском горнопромышленном районе, где имели место деформации зданий и сооружений, выход из строя подземных коммуникаций и др.

Южная зона – зона 1 (см. рис. 2) – имеет сложное строение на глубине заложения фундаментов зданий и сооружений и представлена в основном песками. На отдельных участках пески перекрываются лессовидными слабopосадочными супесями и суглинками. В составе отложений встречаются желтые, мелкие пески с бурыми прослоями ожелезнения, что позволяет отнести их к категории плотных, цементированных грунтов.

Южная область занимает территорию Белорусского Полесья, где широко распространены отложения речных террас. На геологических разрезах в составе аллювиальных отложений, покрывающих супесчано-суглинистую толщу, повсеместно преобладают слоистые мелкие пески с высоким содержанием тонкодисперсной фракции и выдержанным литологическим составом по простиранию. При проектировании сооружений должно учитываться наличие на малых глубинах (порядка нескольких метров) супесей и суглинков, обладающих высокой степенью просадочности, что подтверждено бурением разведочных скважин.

Главные генетические типы четвертичных отложений Беларуси представлены на рис. 3.

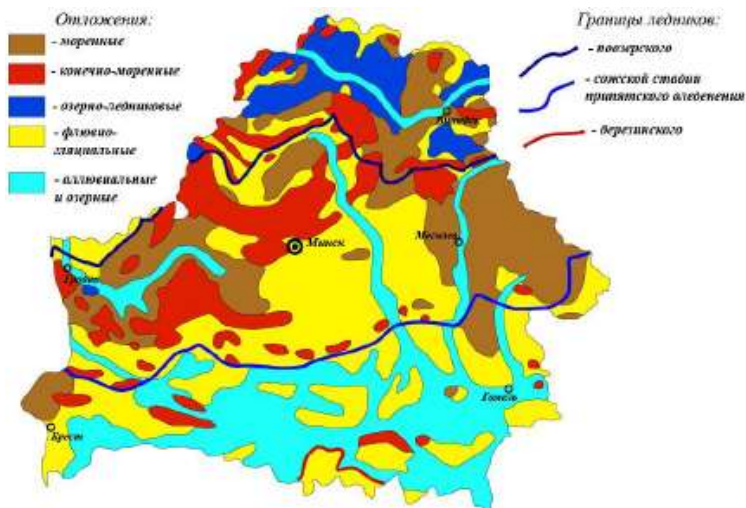


Рис. 3. Главные генетические типы четвертичных отложений Беларуси

Влияние грунтовых вод на конструкцию фундаментов и технологию их возведения. Движущая вода – жидкость, содержащая растворимые соли, газы, органические вещества, коллоиды. Количественное соотношение между отдельными компонентами обуславливают физические свойства и химический состав.

При анализе режима подземных грунтовых вод и их движения необходимо установить режимобразующие факторы (региональные и локальные): глубину залегания, вид (грунтовые напорные, безнапорные, «верховодка»), утечки из коммуникаций, водоемов), химическую агрессивность воды по отношению к материалу фундамента, прогноз изменения (повышения или понижения), развитие водоупорных слоев, по каким движется вода.

Высокое положение уровня подземных вод сказывается на:

- затоплении котлованов и выработок при производстве строительного-монтажных работ, а в будущем – на затопление подвальных помещений, коммуникационных каналов и т. д.;

- усложнении производства работ при отрывке котлована, так как мелкие и пылеватые пески могут переходить в состояние «ложного» плывуна, что требует длительной откачки воды или водопонижения, дополнительного крепления стенок котлована и т. д.;

- снижении прочности пылевато-глинистых грунтов, проявлении просадочных свойств, набухании-усадке и выщелачивании грунтов;

- устойчивости и состоянии полов по грунту, заглубленных помещений, откосов и др.;

- пучении грунтов при их промерзании, просадке при оттаивании;

- активации инженерно-геологических процессов (оползни, просадки, размыв склонов, прорыв воды и др.).

Изменения в грунтах начинаются с повышением влажности, которая является причиной дальнейшего изменения физико-механических свойств грунтов – особенно пылевато-глинистого грунта, – а также состава и свойств грунтовых вод. Главным фактором является положение грунтовых вод и возможность их капиллярного поднятия. По коэффициенту фильтрации грунты делятся на водонепроницаемые, слабо водопроницаемые, водопроницаемые, сильно водопроницаемые и очень сильно водопроницаемые.

Схематическая карта основных водоносных горизонтов и комплексов согласно [4] приведена на рис. 4.



Рис. 4. Схематическая карта основных водоносных горизонтов и комплексов [4]

При подтоплении территории или снижения в процессе эксплуатации грунтовых вод на бетоне фундаментов развиваются агрессивные процессы трех видов:

- агрессия I вида – характеризуется выщелачиванием растворимых компонентов бетона (показатель оценки агрессивности воды – бикарбонатная щелочность);
- агрессия II вида – образование растворимых соединений (показатель оценки агрессивности воды – водородный показатель pH, содержание свободной углекислоты, содержание ионов кальция и магния, содержание едких щелочей);
- агрессия III вида – образование и накопление в бетоне мало-растворимых солей, увеличивающихся в объеме при твердении (показатели оценки агрессивности воды – содержание сульфатов, хлоридов и т. д.).

Для защиты земляных сооружений от подтопления при возведении фундаментов могут использоваться следующие методы: водо-

понижение; противofильтрационные завесы; комбинация первых двух методов.

Строительное водопонижение – искусственное понижение уровня грунтовых вод (УГВ) для создания более благоприятных и безопасных условий производства земляных работ.

Водопонижение может быть: глубинное; открытый водоотлив.

Открытый водоотлив применяется при малоразмываемых грунтах и породах и при малом прямом поступлении воды. Воду откачивают непосредственно из котлованов. На дне выработки устраивают сеть канавок глубиной 0,3–0,6 м, по которым вода отводится в приямок (зумпф), откуда вода откачивается насосами.

Глубинное понижение предотвращает просачивание подземных вод через откосы и дно котлована. Осуществляется при помощи иглофильтровых установок или откачкой воды из глубинных трубчатых колодцев.

Противofильтрационные завесы – преграда для фильтрационного водного потока. В зависимости от рода грунта и его инженерно-геологических свойств для устройства противofильтрационных завес применяют цементацию, горячую и холодную битумизацию, глинизацию и другие способы.

Необходимость защиты фундаментов от подземных вод обусловлена тем, что воды оказывают негативное влияние на состояние строительных конструкций и условия эксплуатации заглубленных и надземных помещений. Поэтому в практике строительства различные способы защиты конструкций от этих воздействий можно разделить на три основные группы:

- защита от проникновения атмосферных осадков путем отвода дождевых и талых вод;
- устройство дренажных систем;
- устройство различных типов гидроизоляции.

Выбор методов защиты зависит от топографических и гидрогеологических условий строительной площадки, сезонного колебания и возможного изменения уровня грунтовых вод, их агрессивности, особенности конструкций и назначения заглубленного здания.

Заключение:

1. При выполнении анализа двух нормативных документов – ТКП 45-3.03-19-2006* и СНБ 2.04.02-2000 – было выявлено, что

классификация климатического и влажностного районирования территории РБ отличаются. В ТКП 45-3.03-19-2006* учитывается влажность грунта, что более важно при устройстве основания. При этом СНБ 2.04.02-2000 более детально учитывает климатические особенности территории, что влияет на определение глубины заложения фундаментов.

2. При рассмотрении особенностей рельефа и опасных геологических процессов были определены категории сложности при производстве земляных работ, которые должны учитываться при проектировании оснований и фундаментов с целью разработать безопасные методы производства работ и сократить сроки строительства.

3. Так как на территории республики в основном четвертичные отложения служат основанием для фундаментов, то в разных регионах страны применяются разные типы фундаментов. Так, например, в южной зоне преобладают просадочные грунты, и наиболее оптимальным видом фундаментов в данной части республики будет свайный.

4. Подземные воды пагубно влияют на земляные сооружения в процессе производства работ и на заглубленные конструкции в процессе эксплуатации. При фильтрации из грунта вымываются частицы, что приводит к просадкам, провалам, а также изменению свойств грунта. Поэтому защита от подземных вод должна производиться как в процессе строительства, так и в процессе эксплуатации, чтобы не произошли потери прочности основания, и строительные заглубленные конструкции не подвергались пагубному воздействию подземных вод.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Автомобильные дороги. Нормы проектирования: ТКП 45-3.03-19-2006. – Введ. 01.07.2006 – Минск: М-во архитектуры и стр-ва, 2018. – 45 с.

2. Геофизика опасных природных воздействий: СНБ 2.03.01-98. – Введ. 01.07.1998. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва, 1998. – 7 с.

3. Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность: ТР 2009/013/ВУ. – Введ. 01.08.2010. – Минск : Гос-стандарт, 2015. – 27 с.

4. Национальный атлас Беларуси. – Минск: Комитет по земельным ресурсам, геодезии и картографии при совете министров Республики Беларусь, 2002. – 496 с.

5. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.01-254-2012. – Введ. 01.07.2012. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва, 2019. – 107 с.

6. Строительная климатология: СНБ 2.04.02-2000. – Введ. 01.07.2001. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва, 2001. – 37 с.

7. Техническое состояние и техническое обслуживание зданий и сооружений. Основные требования: ТКП 45-1.04-305-2016*. – Введ. 01.04.2017. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва, 2020. – 111 с.

УДК 624.151.5

BEHAVIOR OF WORK OF PILES IN SEASONALLY FREEZING SOIL

ZHUSSUPBEKOV A. ZH., TLEULENOVA G. T.

Director of Geotechnical Institute

Nur-Sultan, Kazakhstan

Abstract. In this paper presented results of load and settlement variations were investigated for the construction site “Prorva”, located in the western region of Kazakhstan. Study behavior of work of piles in seasonally freezing soils ground depends on several factors negative temperature, thickness of active layer, average duration of freezing and frozen conditions, frost heaving amount. Maximum load of piles are 1639 kN, settlement is 4,43 mm in winter periods, and 6,76 mm in seasonally freezing soil respectively.

Аннотация. В данной статье представлены результаты нагрузки-осадки свайных фундаментов в сезоннопромерзающих грунтах на объекте «Прорва», расположенный в западном регионе Казахстана. Изучение поведения работы свайных фундаментов зависит от нескольких факторов отрицательной температуры, глубины промерзания, продолжительность промерзающих и мерзлых условий, величины морозного пучения. Максимальная нагрузка на сваю со-

ставляет 1639 кН, осадка в зимний период 4,43 мм, 6,76 мм в сезоннопромерзающий период соответственно.

Introduction. The climate of west Kazakhstan is continental. Strength and deformation properties of frozen soil differ from unfrozen soil. Study behavior of work of piles in seasonally freezing conditions depends on several factors negative temperature, thickness of active layer, average duration of freezing and frozen conditions, frost heaving amount.

The site “Prorva” is located close to Atyrau city (West Kazakhstan). Length of piles 27 m, 2 segment piles.

Geological characteristics of site “Prorva”. The studied territory is included in the zone of seaside semi-deserts with inherent soil and plant complexes. Primordial primitive soils are characteristic of the surface of accumulative sea terraces, to which the studied territory is confined in the composition of the vegetation, halophytes dominate here (saltrose, reducing, sarsazan); in some places are the curtains of the reed and tamarrisk.

In table 1 presented physical and mechanical properties of soils in site “Prorva” unfrozen soils ground conditions.

Table 1

Physical and mechanical properties

Type of soil	c, kPa	ϕ , deg.	γ , kN/m ³	Su, kPa	E, kPa
Fill Sand	0,7	29,4	19,4	25	2,8
Silt	0,7	29,4	19,3	15	2,75
Sand	2,7	31,5	19	–	30
Clay	20,8	24,7	19,1	80	2
Sand	2,4	31,8	20	–	40
Clay	22,7	23,8	20,6	150	4
Clay	25	24,7	20,2	150	2

Vertical load test of piles K/3, PP/5, CC/3

The vertical load test shall be carry out by standards. Static vertical loading test should be carry out below sequences: Pile testing begin not earlier than 6 day after pile driving or re-driving: the vertical load creating with hydraulic jack DG500G250 capacity 500 tons and with hydraulic jack CLRG-2506 capacity 250 tons. Following each application of an

increment of load the load shall be held for not less than the period or until the rate of settlement is less than 0,25 mm/h and slowing down. The rate of settlement shall be calculated from the slope of the curve obtained by plotting values of settlement versus time and drawing a smooth curve through the points.

Table 2

Program of load stages of piles

Loading (maximum compression test load equals 1.25 x working load)		
Stage	Percentage	Minimum time of holding load
1	2	3
1	25	1 h
2	50	1 h
3	75	1 h
4	100	1 h
5	75	10 min
6	50	10 min
7	25	10 min
8	0	1 h
9	80	6 h
10	100	1 h
11	125	6 h
12	100	10 min
13	80	10 min
14	60	10 min
15	40	10 min
16	20	10 min
17	0	1 h

Each stage of unloading shall proceed after the expiry of the period; for any period when the load is constant, time and settlement shall be recorded immediately on reaching the load, and at approximately 15 min intervals for 1 hour, at 30 min intervals between 1 h and 6 h after the application of the increment of load; loading shall continue until one of the following is first to occur: the maximum compression test load. The total movement of the pile base equals 10 % of the least cross-sectional dimension of the pile in table 2.

Based on results of program of load stages of piles fig. 1 presented graph Load-Settlement for piles PP/5, K/3, CC/3.

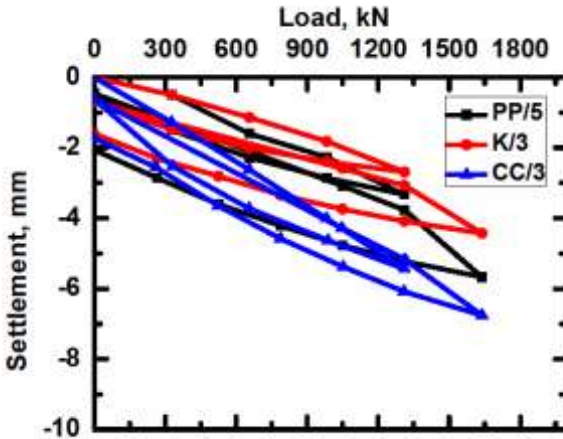


Fig. 1. Comparison piles K/3, PP/5, CC/3

Results. The overlapping of the curves showed that the convergence of the graphs to K/3, PP/5 is observed only at the initial loading stage, then a change in the trajectory of the SLT curve is observed. With a maximum pile load of 1639 kN, the K/3 pile settlement is 4,43 mm in the winter period, the CC/3 pile is 6.76 mm in seasonally freezing periods

Conclusion

In site “Prorva” is presented results of 2 segment piles types which were been used in different frozen and freezing soils ground conditions.

There were 3 piles CC/3, K/3, PP/5 carried out test method of SLTs. Results of data bearing capacity all pile foundations consist are 1639 kN, temperature -10°C .

Frost heaving swelling is about 10 cm in Atyrau region site “Prorva”. Comparison of the results of the settlement values of foundations on the construction site “Prorva” in the seasonally freezing soils showed that the value is 0,6 % and the depth of ground freezing does not significantly impact the bearing capacity of the piles.

In Kazakhstan reinforced precast piles are used in cold regions.

REFERENCE

1. Zhussupbekov A., Omarov A., Yergen A., Borgekova K., Tleulenova G. Piling designing, installation and testing on problematical soil ground of Kazakhstan // Proc. of the 50th Anniver. Symp. of the South-east Asian Geotechnical Society. – Bankok, 2017. – P. 77–80.
2. Zhussupbekov A. Zh., Omarov A. R., Yergen A., Borgekova K., Tleulenova G. The Investigations of Interaction of Joint Piles with Problematical Soil Ground in Kazakhstan // Geotechnique, Construction Materials and Environment: proc.of 7th intern. conf. – Mie, 2017. – P. 383–388.
3. Zhussupbekov A., Shakhmov Zh., Tleulenova G. Application of static test and pile integrity testing of piles in sea port “Prorva” (Wesern Kazakstan) // Proc. of Proc. of the 4th intern. conf. on science, engineering and environment. – Nagoya, 2018. – P. 742–746.
4. Zhussupbekov A., Shakhmov Zh., Tleulenova G. Application of static compression load test of joint piles in seaport «Prorva» in the Caspian Sea Coastal Area (Western Kazakhstan) // Proc. of the first intern. conf. on press-in engineering. – Kochi, 2018. – P. 79–84.

РАЗДЕЛ VII. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 692

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ОЗОНА НА НАЧАЛЬНОМ ЭТАПЕ ОЧИСТКИ ПРИРОДНЫХ ВОД.

АЛИЕВ М. К., ШАЮСУПОВА Д. Р.

Ташкентский архитектурно-строительный институт
Ташкент, Узбекистан

Аннотация. В статье рассматриваются методы озонирования воды на начальном этапе очистки природных вод. Изучена качества питьевой воды после хлорирования и преимущества предварительного озонирования на начальном этапе очистки природных вод.

Ключевые слова: озон, хлор, канцерогенные вещества, летучие галогенсодержащие соединения, тригалогенметаны.

В настоящее время, в подавляющем большинстве случаев, очистка и обеззараживание питьевой воды осуществляется с использованием коагулирования, хлорирования на начальном и завершающем этапах очистки природных вод. Однако сбросы сточных вод городов и промышленных предприятий привели к серьезным изменениям качественного состава воды в источниках водоснабжения. Появление в ее составе продуктов органического синтеза, поверхностно – активные вещества (ПАВ), нефтепродуктов, фенолов, ионов тяжелых металлов и др. не позволяет действующим очистным сооружениям выполнять барьерную роль по их удалению. Кроме того, в результате обработки воды поверхностных источников хлором, как правило образуются летучие галогенсодержащие соединения (ЛГС) и в их составе тригалогенметаны (ТГМ), являющиеся токсичными и канцерогенными веществами.

В этой связи, в области очистки воды, большое значение имеет научно – техническая задача по разработке технологии получения питьевой воды высокого качества.

В последние годы многие научно – исследовательские институты, работающие в области очистки воды, разрабатывали новые техноло-

гические процессы и приемы обработки питьевой воды, обеспечивающие получение воды с высокой степенью санитарной надежности. Одним из методов, позволяющих повысить качество очистки воды на водопроводных станциях, является озонирование воды.

Первая опытная установка для озонирования воды была построена в конце девятнадцатого века в Париже. В России в 1911 г. Была пущена в эксплуатацию самая крупная в мире промышленная озонаторная установка на фильтровальной станции в Петербурге производительностью 44,5 тыс. метр куб в сутки. В дальнейшем озонирование воды получило широкое распространение во Франции, США и ряде других стран.

После независимости в Республики Узбекистан проведены исследования по применению озонирования для обработки воды в медицинских целях. В области очистки питьевой воды не изучена применение озона для обеззараживания воды.

Усовершенствованием и модернизацией существующих озонаторов с целью повышения надежности их работы, а также разработкой озонаторной установки большой производительности занимаются во Франции, Японии, Швейцарии, Германии, Англии, России, и др.

В различных литературных источниках [1–3] озонирование воды зачастую рассматривается только как один из способов обеззараживания, не имеющих недостатков свойственных другим методам дезинфекции воды. В соответствии с такой точкой зрения целевое назначение озонирования ограничивается лишь его абиотическим действием. Между тем, озон, благодаря своей окислительной способности, гарантирует не только быструю и надежную стерилизацию, но и обеспечивает эффективное окисление органических веществ, улучшение органолептических свойств воды.

Как известно, озон является одним из самых сильных окислителей [3]. По своей окислительной способности озон уступает только фтору [2].

С экономической точки зрения внедрение озона в качестве реагента для обработки воды также является рентабельным [4]. Так, при дозах озона 4–6 мг/л, озонирование целесообразно не только с точки зрения получения высокого эффекта обработки воды, но и в технико – экономическом отношении.

Анализ имеющихся материалов показывает, что в настоящее время еще нет четко выработанных рекомендаций по использованию озона в процессах водоочистки. Однако огромные возможности озона в процессах очистки воды и большое его воздействие на водную среду все больше привлекают специалистов к проведению новых исследований и поисков, надежных способов обработки природных вод.

Смешение озона с водой имеет важное место в процессе озонирования [9–11]. В практике озонирования имеется, большое разнообразие способов смешения озона с водой [9–11]. На крупных водопроводных и канализационных станциях большое распространение получил барботажный и эмульсаторный способ смешения [11–13].

В результате рассмотрения существующих методов введения озона в обрабатываемую воду, конструкции аппаратов по смешению озона с водой, было выделено направление, которое оказалось перспективным, особенно для станций малой и средней производительности. Такое направление – обработка воды озоном в технологическом трубопроводе [11,12,13].

Далее рассмотрим принцип работы аппарата для смешения озono-воздушной смеси с водой в технологическом трубопроводе.

Аппарат содержит входной трубопровод 1, распределитель потока 2, трубопровод 3 и две ступени смешивания. Первая ступень включает в себя сужающее устройство 4 с диффузором 5, окруженное камерой 6 ввода газа с выпускными отверстиями 7 и цилиндрическую смесительную камеру 8. Вторая ступень смешивания имеет смесительную камеру 9, которая представляет собой расширенный участок трубопровода и соединена отводами 10 с распределителем потока 2. На входе камеры 9 смонтирована переходная вставка 11, в которой выполнены каналы 12, направленные тангенциально к внутренней поверхности трубопровода, т. е. с винтовым заходом в камеру 9, под углом $\alpha = 60\text{--}75$ градус к оси трубопровода. Каналы 12 соединены с отводами 10, и выходы из 13 в камеру 9, отстоят от входа смесительной камеры 8 первой ступени (что одно и тоже от выхода диффузора) на расстоянии H равное $2,5\text{--}4 d_2$.

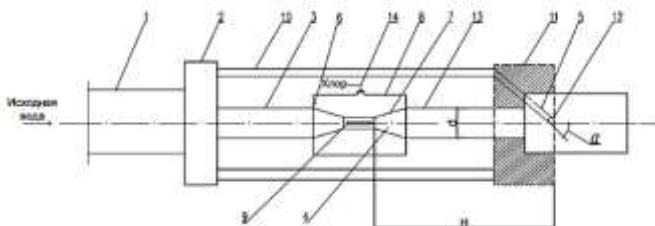


Рис. 1. Аппарат для смешения жидкостей и газов:

- 1 – труба $\varnothing 50$ мм; 2 – распределитель жидкости; 3 – труба $\varnothing 32$ мм; 4 – камера смешения I-ступени; 5 – камера смешения II-ступени; 6 – конфузор; 7 – диффузор; 8 – камера ввода газа; 9 – щель $\varnothing 2$ мм; 10 – подающая труба $\varnothing 5$ мм; 11 – канал $\varnothing 5$ мм; 12 – отверстия $\varnothing 5$ мм; 13 – труба $\varnothing 32$ мм; 14 – патрубкок

Аппарат работает следующим образом: жидкость подается по трубопроводу 1 в распределитель потока 2, откуда часть её отводитсями 10 направляется в камеру смешивания 9 второй ступени. Основной поток жидкости подается по трубопроводу 3 в первую ступень смешивания. Поступая в сужающее устройство 4 жидкость через отверстия 7 захватывает газ, подаваемый в камеру 6. В диффузоре 5 смесь расширяется, далее в камере 8 происходит смешивания ее компонентов (жидкости и жидкости, жидкости и газа). Затем смесь поступает в камеру смешивания второй степени 9, куда через отводы 10 и каналы 12 подается жидкость из распределителя потока 2. За счет направления каналов 12 под углом 60–75 градусов к оси трубопровода потоки добавляемой жидкости движутся в камере 9 по винтовой траектории и смешиваются с газо-водяной смесью или смесью жидкость-жидкость, поступающей из смесительной камеры 8 первой ступени.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лидин Р. А., Молочко В. А., Андреева Л. Л. Реакции неорганических веществ: справочник / под ред. Р. А. Лидина. 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Дрофа, 2007. – 637 с.
2. Изучение технологических и конструктивных параметров процесса озонирования сточных вод: Отчет о НИР/ Дзержинск, 1984. – 110 с.
3. Алексеев С. Е. Исследование процессов озонирования для интенсификации очистки сточных вод: дис... к-та тех. наук / С. Е. Алексеев. Москва, 2005. – 244 с.

4. Алексеев С. Е. Применение озонирования для интенсификации процессов очистки природных и сточных вод // Водочистка. 2007. – № 2. – С. 23–27.
5. Гончарук В. В., Потапченко Н. Г. Современное состояние проблемы.
6. Обеззараживания воды. Химия и технология воды. – 1998, т. 20, № 2. – С. 190–213.
7. Водоотведение и очистка сточных вод. Яковлев С. В, Карелин Я. А., Ласков Ю. М. – М.: Стройиздат, 1996.
8. Костюченко С. В. Обеззараживание при подготовке питьевой воды из поверхностных источников. Водоснабжение и санитарная техника. – 2000. – № 2. – С. 9–12.
9. Кожин В. Ф. Очистка питьевой и технической воды. Примеры и расчеты: Учеб. Пособие для вузов. – 4-е изд., репринтное. – М.: ООО «БАСТЕТ», 2008. – С. 213–219.
10. Коротков Г. П. и др. Малогабаритная установка для дезинфекции воды. Вестник ВНИИЖТ. – 2000. – № 3 – С. 46–47.
11. Кантор Л. И., Васильева А. И, Цыпышева Л. Т. Совершенствование технологии хлорирования питьевой воды. Водоснабжение и сантехника. – 2001. – № 5.
12. Найдено В. В., Васильев Л. А., Васильев А. Л. Озонаторные модули. Водоснабжение и сантехника. –1992, – № 10. – С. 12–14.
13. Долина Л. Ф. Проектирование станции очистки сточных вод населенного пункта. - Днепропетровск: Стандарт. 2002. – с. 144.
14. Nawrocki J., Kasprzyk-Hordern B. The efficiency and mechanisms of catalytic ozonation // Applied Catalysis B: Environmental. 2010. – Vol. 99. – P. 27–42.

ANALYSIS OF DAMAGED R.C STRUCTURES DUE TO EXPLOSIVES AND EVALUATION USING MODELING AND COMPUTER SIMULATION

ALI HASAN¹, ISSAM MELHEM²

¹Department Alba'ath University

² Syrian Engineering Syndicate
Syria

Summery. Engineering structures generally subjected to set of factors affecting these structures during utilizing period, which consumes structural member resistance by influencing construction materials and structural systems.

Keywords: Explosions, Damage, Deformation, Modeling, Simulation, FEM.

Effects in structures appears in the form of cracking and deflections in members, which differ in patterns and dimensions, and vary from tiny cracking to considerable deformations and sometimes structural failure.

Engineers worked during the last few years on rehabilitation of structures and analyzing defects that appear due to normal effects (execution problems, age, soil problems, et...), besides defects due to accidental hazards. However, Since September 11th 2001 a new trend in structural science appeared, which is restoration and rehabilitation of structures that are damaged by accidental hazards (Explosions).

Shells and explosions have huge destructive effects on structures and buildings, when a building is damaged by an explosion there are few basic concepts must be considered in order to start work, such as exploring the building and investigating the problems by analyzing effects in the location.

In Syria, many cities were severely damaged by the war, which led to lots of destruction in structures both completely demolished and partially damaged.

This research represents the basic methods and concepts in structures evaluation, and investigating damages that happened due to accidental hazards (Explosives). Also analyzing reinforced concrete structures be-

havior due to direct and indirect effect of explosions, besides using computer modeling software to analyze behaviors in order to provide the most suitable procedures of rehabilitation.

1- Explosive load sources:

1-1- Introduction:

Explosive loads sources are usually categorized into two basic types, Traditional explosions and Nuclear explosions, table /1/ represents sources of each type: [1]

1-2- Explosion Destructive Effects:

In order to understand deferent structures response due to explosions loading we must know basic destructive effects of an explosion: Explosives have four main effects fig. 1: [3]

1-2-1 Shock wave.

Major compression in the air particles affecting objects in the form of shock wave with considerable amount of energy followed by loosening in the close circle to the explosion location, causing objects and persons to be thrown in the air, besides possible cracking in structural and non-structural members of buildings.

Generally, Shock wave considered to be the most important effect in an explosion. These effects varies according to explosion location for the building and earth surface. Fig. 1, 2, 3, 4.

1-2-2 High Temperature.

Explosions release in the close circle high energy in the form of flame with very high temperature, which could be sudden and concentrated but sometimes could release long term fires in buildings affecting construction materials properties. Fig. 1.

1-2-3 Fragments.

Fragments are considered to be serious danger on lives and structures resulting from the explosion in the form of random shells that might impact with structural members causing heavy or partially damage in addition to destroying non-structural materials.

1-2-4 Sound Wave.

Sound wave is the last and less effect resulting from an explosion which considered neglected comparing to the previous.

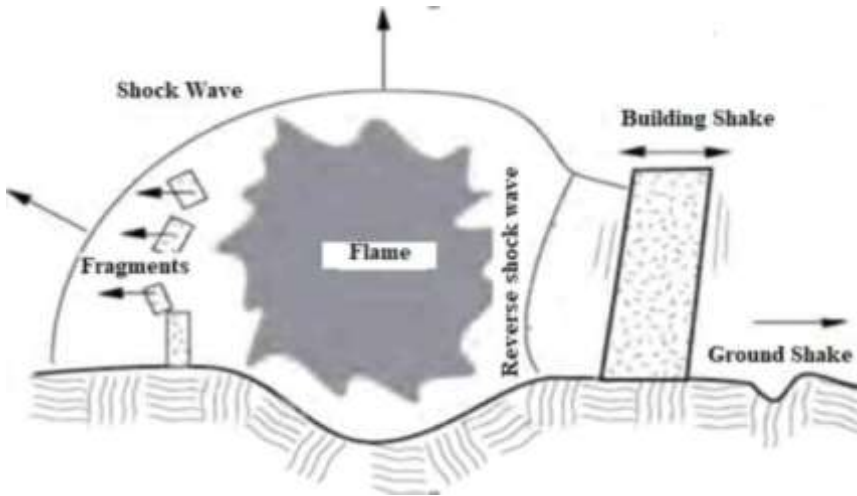


Fig. 1. Explosion main effects



Fig. 2. Shells and missiles possibilities on buildings

2- Prediction of Blast Pressure and Explosive Loads: [2, 3]

2-1- Impulse pressure diagram:

Shock wave resulting from explosion and striking the building in the form of pulse with two phases (positive and negative). Fig. 3.

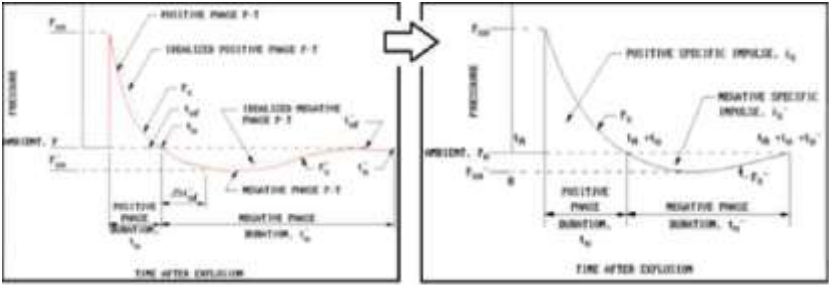


Fig. 3. Ideal pressure-time & Free field pressure-time variation.

Blast wave parameters for conventional high explosive materials have been the focus of a number of studies during the 1950's and 1960's. Estimations of peak overpressure due to spherical blast based on scaled distance $Z = R/W^{1/3}$ were introduced by Brode (1955).

Newmark and Hansen (1961) introduced a relationship to calculate the maximum blast overpressure, P_{so} , in bars, for a high explosive charge detonates at the ground surface.

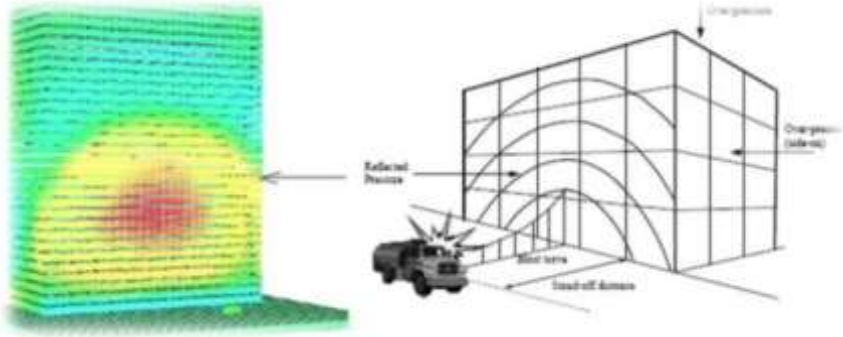


Fig. 4. Blast Loading on Buildings

2-3- Explosive Pressure Loading on structures:

Compression load of an explosion could be evaluated using modern technologies in simulation and computer modeling. That we can create computer model for structural members as per reality taking into consideration the deformations in the structure after an explosion, by applying deformations and comparing resulting displacements in computer model with reality we can predict loads that caused these deformations.

Using this approach, we can predict initial stresses in members under blast loading.

3- Structural Members Response due to Explosion Pressure: [6]

Structural members have different responses due to explosion loading, and these responses vary according to few factors:

Structural system of building and members measurements.

Construction materials used.

Distance between explosion location and building.

Explosion source and type of explosion.

Detonation general location.

Structural response in buildings have many patterns according to explosion loading and detonation source:

3-1- Elastic deformation:

Instant deformation in structural member (slab, beam, column, shear wall), usually this displacement takes horizontal direction and in some cases could be vertical, considering that the members deform during the positive phase of shock wave then returns back to its basic situation, and in many cases the member cracks but still in service without any loss in cross section fig. 05.



Fig. 5. Elastic deformation in simply supported beam due to blast loading

Elastic deformation in structures subjected to blast loading happens due to following reasons:

1. Uniformed construction materials with high quality that provide sufficient density for the patch and cross sections.

2. Using steel reinforcement meshes in small diameters and adjusted uniformed spacing between bars, providing good interaction between concrete and steel to resist pressure loading. Fig /07/

3. Long distance between detonation location and subjected member, that the member is still in service because it's still able to resist accidental pressure.

3-2- Cracking and loss in cross section:

As a result of mid-strength shock wave or when the structural member is tough enough so that does not collapse under missile strike but loses part of the cross section while stays in service but in critical condition (safety factor = 1). In this case the member will not be able to hold any additional load.



Fig. 6. regular steel reinforcement meshes in column after blast

When the building is subjected to direct strong impact, some of structural members parts form fragments in addition to blast fragments. This case causes serious damage for other structural members in the building and lives.

Fragmenting fin structural members due to blasts has two basic reasons:

1. Non-uniformed cross section, lack of cement mortar in concrete mix.
2. Direct strike or impact by missile or fragment from other.

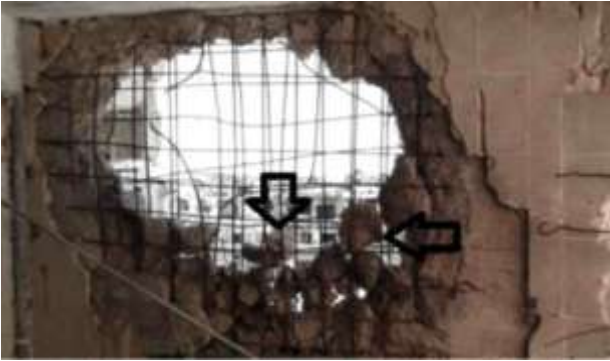


Fig. 7. Fragments in structural members

3-4- Partial or overall collapse:

Partial or total collapse of building subjected to blast loading takes place when the building is located in a very strong shock wave circle or when a very destructive missile strikes the building causing several structural members to be out of service leading the structural system to failure.



Fig. 8. Partial & total collapse of building

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИАМЕТРЫ ТРУБОПРОВОДОВ КОНДИЦИОНЕРА

АЙТБАЕВ К. Р., АСАНОВА С. К.

Ташкентский архитектурно-строительный институт
Ташкент, Узбекистан

Ключевые слова: хладагент, давления, скорость, температура, воздух, трубопровод.

Keywords: refrigerant, pressure, speed, temperature, air, pipeline

Диаметр трубопроводов должен обеспечивать допустимый уровень потерь давления. Кроме того, выбранный диаметр трубопровода должен обеспечивать скорость потока на вертикальных участках трубопроводов не менее 5 м/с.

Хладагент в жидкостных линиях, линиях нагнетания и всасывания имеет различные фазовые состояния и давления, поэтому диаметры трубопровод каждой линии для одинаковой холодопроизводительности получаются различными (табл. 1).

Обычно диаметр соединительных трубок указан в документации на кондиционер. Как правило, этого диаметра достаточно и стандартной установке блоков. Реальный трубопровод имеет повороты, сужения, тройниками и т. д., поэтому расчёт потерь давления по эквивалентной длине трубопровода.

Каждому элементу создающему сопротивление свободному прохождению жидкости или пара, соответствует эквивалентная длина для расчёта прямого участка трубопровода, который вызовет такое же падение давления.

Сумма эквивалентных длин и длины прямых участков трубопровода даёт расчётную длину прямой трубы, которая имеет такое же падение давления, как и реальная линия. Увеличение диаметра трубопровода не всегда возможно в паровых линиях из-за проблемы возраста масла. В жидких линиях увеличение диаметра трубопровода приводит к увеличению количества заправляемого хладагента. Поэтому необходимо всегда искать компромисс между стоимостью труб, падением давления и скоростью хладагента.

Таблица 1

Зависимость холодопроизводительности от диаметров трубопроводов в линиях всасывания нагнетания и жидкостных линиях при использовании R-22.

Внешний диаметр трубопровода мм.	Холодопроизводительность, кВт ($T_{\text{конд}} = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $T_{\text{испарения}} = 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$)		
	Линия всасывания $\Delta P = 0,731 \text{ кПа} / \text{м}$	Линия нагнетания $\Delta P = 0,749 \text{ кПа} / \text{м}$	Жидкостная линия $\Delta P = 0,749 \text{ кПа} / \text{м}$
10	–	–	4,37
12	1,76	2,60	11,24
14	2,83	4,16	18,10
16	4,19	6,15	26,80
18	5,85	8,59	37,49
22	10,31	15,07	66,10
28	20,34	29,70	131,0
35	37,31	54,37	240,7
42	61,84	90,00	399,3
54	122,7	178,1	794,2
63	188,9	273,8	1223,9

Определение размеров трубопроводов в системах с тепловым насосом.

Необходимость найти компромисс между стоимостью труб, падением давления и скоростью хладагента обычно приводит к выбору разных диаметров для линий нагнетания и всасывания.

Так как инверсия холодильного цикла (переход с режима охлаждения на режим «теплового насоса») приводит к изменению фазового состояния хладагента в линиях нагнетания и всасывания, то определение размеров трубопроводов установок с тепловым насосом необходимо выполнять с особой тщательностью.

При работе в режиме обогрева линия, работавшая ранее на всасывание, будет работать на нагнетание. Эта линия часто делается переразмеренной, что даёт очевидные преимущества с точки зрения потерь давления. Повышенные диаметры линии всасывания приводят к уменьшению скорости потока хладагента.

Во время работы в режиме обогрева линии всасывания часто оказывается недоразмеренной. Это приводит к увеличению скорости хладагента и соответствующему росту потерь давления.

Кроме перечисленных выше факторов, влияющих на подбор и монтаж трубок холодильного контура, следует указать ещё ряд дополнительных соображений:

Линия всасывания должна быть всегда изолирована, чтобы избежать образования конденсата.

Линия нагнетания также должна быть изолирована, чтобы избежать ожогов при случайном соприкосновении и не допустить нагрева окружающего пространства, так как температура пара в линиях нагнетания может достигать 80–100 °С. Иногда при транспортировке труб всасывания и нагнетания кондиционеров малой мощности, работающих только в режимах охлаждения, трубы прокладывают и изолируют в месте.

Жидкостная линия должна быть покрыта изоляцией только в том случае, если температура окружающего воздуха выше температуры жидкого хладагента (обычно на 4–5 °С).

В кондиционерах с водяными конденсаторами жидкостная линия обязательно теплоизолируется, поскольку в конденсатор может попадаться вода, с температурой ниже температуры окружающего воздуха.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Богословский В. Н., Кокорин О. Я., Петров Л. В. Кондиционирование воздуха и холодоснабжение. – М.: Стройиздат, 1985.
2. Андрачников Е. И., Каплан Л. Г., Пржегишевский Ю. Б. Автоматизация оттаивания инея с испарителей холодильных машин ИФ-49М, АКФВ-4М. «Холодильная техника», 1985, № 10.
3. Иванов О. П. Конденсаторы и водоохлаждающие устройства. – Л.: Машиностроение, 1980.
4. Лебедев В. Ф. и др. Холодильная техника. – М. Агропромиздат, 1986.

СОЗДАНИЕ ЖИЛЫХ МАССИВОВ НА ОСНОВЕ ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИХ И ЭКОЛОГИЧЕСКИ ЧИСТЫХ ТЕХНОЛОГИЙ

¹ГОЛУБЕВ Н. М., ²ПИЛИПЕНКО В. М.

¹Белорусский национальный технический университет

²Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С. С.

Минск, Беларусь

Современное энергоэффективное здание представляет собой достаточно сложную энергетическую систему с многообразием составляющих его элементов, в которых протекают различные по физической сущности процессы выделения поглощения, превращения и переноса энергии.

Технический прогресс привел к появлению большого многообразия архитектурных, объемно-планировочных и конструктивных решений зданий с различными характеристиками формирования теплового режима в помещениях, обусловленными их технологическим назначением, применяемым оборудованием, системами регулирования микроклимата и пр. Основными факторами, формирующими микроклимат в помещениях и показатели энергопотребления являются: показатели наружного климата, лучистый и конвективный теплообмен в помещении, тепло- и массоперенос через ограждающие конструкции, тепло-инерционность ограждающих конструкций и оборудования, находящегося в помещении, тепловой режим помещения в целом.

Мероприятия по снижению эксплуатационных энергозатрат жилых зданий, достаточно капиталоемки, требуют значительных затрат трудовых материальных и финансовых ресурсов.

Решения проблемы проектирования, строительства энергоэффективных жилых зданий, тепловой модернизации эксплуатируемого жилищного фонда зависит от многих факторов: экономических возможностей страны и населения реализовывать задаваемый уровень энергопотребления зданиями; стоимости энергоресурсов;

экологических требований, наработанного опыта и технических решений в области энергосбережения и пр.

Отмеченное обстоятельство обусловило и объясняет тот факт, что большинство стран решает проблему энергосбережения в жилищном фонде поэтапно, поэтапно ужесточая нормативы и внедряя в практику жилищного строительства более совершенные энергосберегающее инженерное оборудование, конструктивные системы зданий, используя для энергообеспечения жилищного фонда, наравне с традиционными, возобновляемые и вторичные источники энергии и пр.

Республика Беларусь закупает более 80 % энергоресурсов и более 35 % общего количества энергоресурсов используется на отопление и горячее водоснабжение зданий. По этой причине проблема снижения энергопотребления жилищным фондом страны имеет общенациональное значение, она находится постоянно в поле зрения Правительства.

В послевоенный период в 50–60–70 гг. XX столетия в республике активно развивалось индустриальное домостроение. Необходимо было в кратчайшие сроки восстановить разрушенный войной жилищный фонд, переселить население из бараков и коммуналок в относительно комфортное, но и достаточно дешевое жилье. В этот исторический период строили энергоемкие жилые дома, например, показатель сопротивления теплопередаче наружных стен составлял $0,8\text{--}1,0\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$, окон $0,4\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$, при этом показатель энергопотребления на отопление превышал $170\text{--}230\text{ кВт}\cdot\text{ч}$ на м^2 в год, на горячее водоснабжение более $100\text{ кВт}\cdot\text{ч}$ на м^2 в год.

С улучшением экономической обстановки и снятием остроты жилищной проблемы в Республике Беларусь притупили к поэтапному, пошаговому снижению энергопотребления жилищным фондом, ужесточая нормативы энергопотребления (см. рис. 1), так в 1993 году были ужесточены, увеличены в 2 раза, нормативы сопротивления теплопередаче наружных ограждающих конструкций жилых зданий с $1,0\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$ до $2\text{--}2,5\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$, в 2009 году – сопротивление теплопередаче наружных стен нормировалось на уровне $3,2\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$, окон $1,0\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$, перекрытий верхнего этажа $6,0\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$, перекрытий подвала $2,5\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$, при этом нормативами был установлен и удельный показатель энергопотребления на отопление и горячее водоснабжение, соответственно 90 и

70 кВт·ч/м² в год. В 2013 году в соответствии с решением Правительства удельные показатели энергопотребления на отопление установили на уровне 60 кВт·ч/м² в год, тогда как показатель энергопотребления на горячее водоснабжение остался неизменным – 70 кВт·ч/м² в год.

Снижение энергопотребления на отопление достигалось первоначально за счет минимизации площади ограждающих конструкций и повышения их сопротивления теплопередаче. На втором этапе были отработаны технологии и технические решения, позволяющие использовать для предварительного нагрева в системе принудительной вентиляции подаваемого в жилые помещения наружного воздуха за счет тепловой энергии отводимого из помещений вентилируемого воздуха, это обеспечило снижение энергопотребления на отопление зданий до 60 кВт·ч/м² в год. Вместе с тем энергопотребление на горячее водоснабжение оставалось на уровне 70 кВт·ч/м².

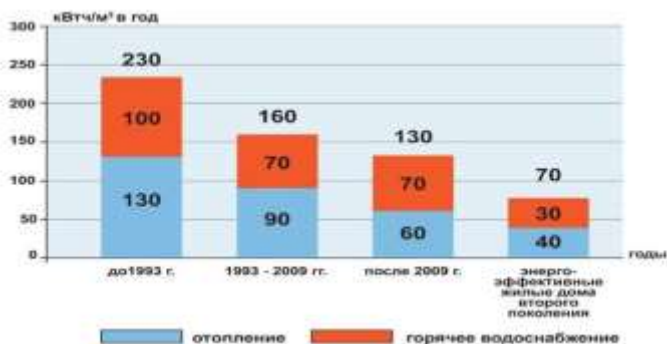


Рис. 1. Суммарные удельные (на 1 м²) годовые расходы тепловой энергии на отопление и горячее водоснабжение жилых зданий в Республике Беларусь

В целях дальнейшей отработки проектно-технических решений, позволяющих снизить энергопотребление и в системах горячего водоснабжения, с 2014 года в Республике при финансовой помощи ПРООН, было выполнено три пилотных проекта, где в системах жизнеобеспечения наравне с традиционными используются возобновляемые и вторичные источники энергии, в частности, энергия солнца, энергия грунта, тепловая энергия санитарно-технических стоков, тепловая энергия вентилируемого воздуха и пр.

Пилотные проекты были реализованы на базе типовых серий зданий этажностью от 9–10 (г. Гродно, г. Могилев) до 19 этажей (г. Минск).

В энергоэффективном жилом доме в городе Гродно впервые в Республике Беларусь были реализованы технические решения, позволяющие использовать в системах жизнеобеспечения возобновляемые и вторичные источники энергии (см. рис. 2).



Рис. 2. Энергоэффективный жилой дом второго поколения в г. Гродно

Это: солнечные батареи, для преобразования лучистой солнечной энергии в электрический ток; два типа тепловых насосов, позволяющих использовать тепло грунта и городского санитарно-технического коллектора для отопления и горячего водоснабжения; принудительная система вентиляции с рекуператором утилизирующим тепло вентилируемого воздуха для предварительного подогрева атмосферного воздуха, подаваемого в жилые комнаты; система утилизации тепла, так называемых «серых» стоков (теплой воды из ванной) для предварительного подогрева воды в системе отопления и горячего водоснабжения; тепловой аккумулятор.

Энергоэффективный жилой дом в городе Могилеве (см. рис. 3) оснащен солнечными коллекторами для нагрева воды в системе го-

рячего водоснабжения; тепловым аккумулятором; системой принудительной вентиляции с рекуператором; системой утилизации тепла «серых» стоков.



Рис. 3. Энергоэффективный жилой дом второго поколения в г. Могилеве

В жилом доме в городе Минске (рис. 4) применена принудительная система вентиляции с рекуператором и система утилизации тепла «серых» стоков.



Рис. 4. Энергоэффективный жилой дом второго поколения в г. Минске

Мониторинг эксплуатации пилотных проектов показал, что здания за 2017–2018 гг. имели показатели энергопотребления на отопление от 15 до 25 кВт·ч на м² в год, на горячее водоснабжение достигнут показатель 30 кВт·ч на м² в год, т.е. снизили энергопотребление на горячее водоснабжение более чем в 2 раза. Здания по показателю энергопотребления относятся к классу А+.

Выполненные исследования, а также опыт проектирования и зеленого строительства в Республике пилотных проектов энергоэффективных зданий способствовали постановке вопроса о развитии энергоэффективного строительства.

Отечественная и зарубежная практика энергоэффективного строительства и тепловой модернизации жилых зданий свидетельствует, что наибольший эффект достигается при энергосберегающих мероприятиях в рамках жилых массивов, т.е. при создании энергоэффективной зоны эксплуатации жилой застройки, точнее зоны зеленого строительства, где решается вся гамма проблем энергосбережения: использование возобновляемых источников энергии; утилизация бытовых тепловыделений; сбор и переработка бытовых отходов; применение рациональных объемно-планировочных решений жилых домов и застройки жилых массивов, минимизирующих трансмиссионные теплопотери; создание энергосберегающей инженерно-транспортной инфраструктуры и пр.

В настоящее время в Республике Беларусь реализуется ряд пилотных проектов под общим названием «зеленые города», где отрабатываются отдельные технические решения. Планируется проектирование и последующее строительство пилотного проекта зеленого экосовместимого квартала мало и среднеэтажной застройки.

В квартале предусматривается проектирование, строительство и последующая эксплуатация энергоэффективного жилья, в котором будут применены инновационные проектные, технические и организационно-технологические решения, обеспечивающие создание экологически чистой среды обитания с полным обеспечением квартала тепловой и электрической энергией из возобновляемых и вторичных источников при существенном сокращении использования воды и сохранении окружающего природного ландшафта.

Принимаемые проектные и технические решения не будут создавать дополнительной нагрузки на экосистему микрорайона и должны обеспечить экологически чистую среду обитания населе-

ния. Планируется реализовать следующие организационно-технические решения:

- квартальная «тепловая станция», где горячее водоснабжение и отопление жилых домов будет осуществляться за счет отбора тепловым насосом тепла из городского канализационного коллектора и устройство теплового аккумулятора с солнечными коллекторами;
- поквартирная принудительная система вентиляции с рекуперацией тепловой энергии вентилируемого воздуха;
- утилизация тепловой энергии «серых» стоков в жилых домах;
- сбор и использование для технических нужд дождевой воды;
- сбор и экологическая утилизация сточных вод;
- рациональные планировочные решения квартала и объемно-планировочные решения жилых домов с ориентацией относительно солнца, позволяющими дополнительно экономить тепловую энергию;
- применение энерго и ресурсосберегающих программируемых систем жизнеобеспечения;
- программируемые светодиодные системы освещения, оснащенные датчиками присутствия;
- автоматизированные системы сбора и анализа потребляемых энергоресурсов и воды;
- система сбора и переработки бытового мусора;
- развитая социальная и экологичная транспортная инфраструктура;
- применение для строительства зданий и инфраструктуры экологически чистых материалов и пр.

При реализации пилотного проекта планируется отработать и институциональные механизмы, стимулирующие внедрение экологически чистых энергосберегающих мероприятий зеленого строительства.

Комплекс перечисленных мероприятий направлен на отработку организационно-технических решений и поэтапный переход на зеленое градостроительство и реконструкцию жилых массивов прошлых лет строительства, повышение энергоэффективности объектов жилищного фонда, инженерно-транспортной и социальной инфраструктуры на основе использования возобновляемых и вторичных источников энергии, снижения антропогенной нагрузки на среду обитания, обеспечения биосферной совместимости принимае-

мых решений и объектов, при этом важно правильно обосновать проектные, архитектурно-строительные и инженерно технические решения по пошаговому переходу (с учетом экономических возможностей страны, региона и населения) на зеленое строительство жилья, преимущественно жилыми кварталами (массивами), в перспективе к созданию зеленых жилых массивов поселений и городов.

Реализация подобных масштабных мероприятий, как показывает практика, возможна только в рамках государственной целевой программы, которая должна определить перечень мероприятий, сроки, объемы их реализации, необходимые финансовые средства, разработку институциональных механизмов, стимулирующих население, органы муниципального управления на пошаговую реализацию включенных в программу мероприятий.

Важным разделом программы должны стать мероприятия по формированию населения в средствах массовой информации о результатах реализации программы, а также обучение специалистов строительной отрасли и жилищно-коммунального хозяйства, работающих в области проектирования, строительства и эксплуатации энергоэффективного экологичного жилья.

УДК 628.218

АНАЛИЗ АТМОСФЕРНЫХ ОСАДКОВ ГОРОДА НУР-СУЛТАН (АСТАНА)

ЖАРКЕНОВ Е. Б.
Астана, Казахстан

Аннотация. Автор обращается к оптимальным методам обработки климатических данных, как атмосферные осадки. Массивные данные измерений осадков на территории Казахстана не представляется возможным анализировать простейшими табличными компьютерными программами. Зарубежный опыт написания алгоритмов обработки климатических данных на языках программирования недостаточно изучен и является актуальным для специалистов гидрологии и гидрометеорологии. В статье приведены результаты статистической обработки многолетних суточных измерений атмо-

сферных осадков, выпавших на территории столицы Казахстана в период 1936–2015 гг. Обработка данных осуществлена с помощью языка программирования R с открытым исходным кодом. Результаты будут полезны для проектировщиков и научных сотрудников, занимающихся вопросами ливневой канализации.

Введение. Со дня основания столицы наряду с постройкой города ведется активное строительство и реконструкция инженерных систем. Так, администрацией города разработан комплексный план по компактной застройке Астаны с обеспечением инженерно-транспортной инфраструктуры на 2019–2023 годы. В этот период для обеспечения качественными услугами населения будет построено 150 км сетей водоснабжения и 81 км сетей водоотведения [1].

Несмотря на все предпринимаемые усилия, имеет место подтопления улиц Астаны во время сильных ливней. На рис. 1 представлен ливень, который вызвал потоп на улице Иманова 20 августа 2018 года [2].

В связи с этим, хотелось бы отметить, что наряду с проектированием вновь строящихся сетей и сооружений ливневой канализации необходимо провести тщательный анализ и моделирование процессов отвода и очистки ливневых стоков для устранения технических ошибок в будущем. Постоянный рост населения столицы требует комплексный подход к данному вопросу.



Рис. 1. Подтопление улицы в г. Астана во время ливней [2]

Исходные данные. Были проанализированы суточные данные атмосферных осадков, измеренные на метеостанции, находящейся на территории г. Астана. Обработаны массивные данные суточных осадков в период с 1 января 1936 г. по 31 декабря 2015 года.

Количество атмосферных осадков определяется толщиной слоя воды (в миллиметрах). Например, 1 мм осадков означает, что на площадь размером 1 м² выпал 1 л дождя. Если на территории населенного пункта площадью 100 км² за 1 час выпал 5 мм осадков, то в данную площадь пришелся ливень объемом 500 м³. Стоит отметить, что наибольшее количество атмосферных осадков выпадает в виде дождей и ливней: удаление этих осадков и является задачей ливневой канализации [3].

Методология. Далее мы кратко представим процедуры поиска компонентов временного ряда. Стохастический процесс - это последовательность случайных величин, которые служат моделью для наблюдаемого временного ряда [4].

Для случайного процесса мы определяем:

– среднюю функцию

$$\mu_t = E(Y_t), t = 0, \pm 1, \pm 2, \dots$$

– функцию автоковариации

$$\gamma_{t,s} = Cov(Y_t, Y_s) = E[(Y_t + \mu_t)Y_s + \mu_s] = E(Y_t, Y_s) - \mu_t\mu_s, t, s = 0, \pm 1, \pm 2, \dots$$

– функцию автокорреляции

$$\rho_{t,s} = Corr(Y_t, Y_s) = \frac{Cov(Y_t, Y_s)}{\sqrt{Var(Y_t)Var(Y_s)}} = \frac{\gamma_{t,s}}{\sqrt{\gamma_{t,t} \cdot \gamma_{s,s}}}, t, s = 0, \pm 1, \pm 2, \dots$$

Специалисты по моделированию гидрологических процессов обычно используют традиционные средства для обработки массивных данных и при этом тратят время для предварительной и окончательной обработки результатов.

Для анализа значения средних ежемесячных осадков на метеостанции г. Астана, данные суточных осадков в период с 1 января 1936 г. по 31 декабря 2015 г. были преобразованы в ежемесячные данные. В результате мы получили данные, приведенные в табл. 1.

Таблица 1

Сводная статистика временных рядов ежемесячных осадков
в г. Астана с 1 января 1936 г. по 31 декабря 2015 г.

Индекс	Периоды	Осадки	Наблюдение
Min.	1936-01-01	0,0000	Минимум
1st Qu.	1956-01-03	0,0000	Первый квартиль
Median	1976-01-02	0,0000	Медиана
Mean	1976-01-02	0,8185	Средняя значений
3rd Qu.	1996-01-01	0,4000	Третий квартиль
Max.	2015-12-31	85,8000	Максимум
IQR	<NA>	0,4000	Межквартильный размах=3кв-1кв
sd	<NA>	2,6378	Стандартная ошибка
cv	<NA>	3,2226	Коэффициент вариации
Skewness	<NA>	8,4077	Ассиметрия
Kurtosis	<NA>	131,3262	Экссесс
NA's	<NA>	13,0000	Неизмеренные дни
n	<NA>	29216,0000	Общее число значений

Для описания серии ежемесячных осадков разработаны разные графики: графики временных рядов, коробчатые графики и гистограммы.

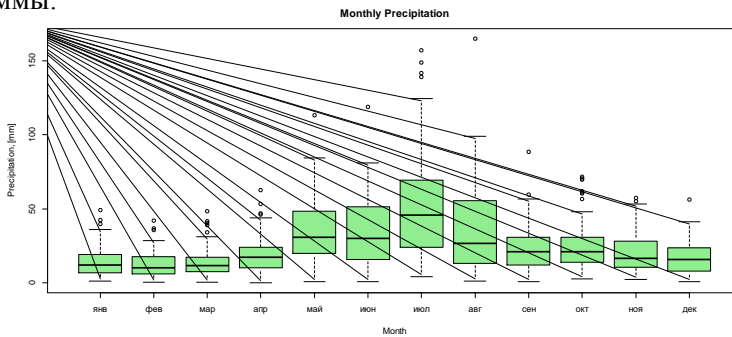


Рис. 2. Значения ежемесячных осадков в период 1936–2015 гг., мм

Ежемесячные коробчатые графики на рис. 2 и 3 характеризуют сезонное разделение атмосферных осадков. Можно заметить рост тенденции в декабре и июле, и снижение тенденции с июля месяца.

Для определения сухих и влажных месяцев, мы выделили все месяцы в каждом году. Результаты получены в виде матрицы.

Пакет HydroTSM обладает функциями по преобразованию между собой суточных, месячных, годовых и сезонных данных.

Что касается сезонных данных, то мы определили значения, приведенные в табл. 2 и на рис. 3.

Таблица 2

Результаты сезонных анализов атмосферных осадков

Сезоны	Средние сезонные значения осадков
DJF (Декабрь-Январь-Февраль)	43,3
MAM (Март-Апрель-Май)	65,9
JJA (Июнь-Июль-Август)	121,8
SON (Сентябрь-Октябрь-Ноябрь)	67,7

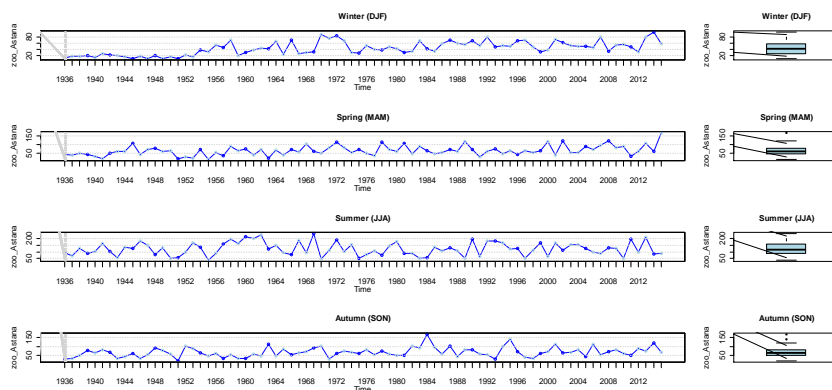


Рис. 3. Значения сезонных анализов осадков в период 1936–2015 гг.

Закключение. Анализ таблиц и рисунков показывает следующее ежемесячное распределение атмосферных осадков на территории Нур-Султана (Астана): зарегистрировано среднее количество осадков 43,3 мм в зимний период «Декабрь-Февраль», при этом минимальное количество осадков 0 мм выпало в январе 1936 г., а в летний период Июнь-Август зарегистрировано среднее количество осадков в размере 121,8 мм, а максимум 85,8 мм осадков выпало в декабре 2015 г.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Проблемы ливневой канализации в Астане // Inbusiness. 2018. URL: <https://inbusiness.kz/ru/last/kogda-problemy-livnevoj-kanalizacii-namereny-reshit-v-astan>. – дата доступа: 25.03.2019.
2. Когда Астану перестанет топить из-за дождей, рассказал Султанов // Tengrinews. 2018. URL: https://tengrinews.kz/kazakhstan_news/astanu-perestanet-topit-iz-za-dojdey-rasskazal-sultanov-356919. – Дата доступа: 25.03.2019.
3. Шнееров А. И. Ливневая канализация / под ред. Смирнова А. П. Москва, 1953. 324 с.
4. Dobre G.-R. R Language: Statistical Computing and Graphics for Modeling Hydrologic Time Series // Math. Model. Civ. Eng. Walter de Gruyter GmbH, 2015. – Т. 10. – № 4. – С. 9–18.
5. Zambrano-bigiariini M. Tutorial for Introductory Analysis of Daily Precipitation Data with hydroTSM. – 2017. – 1–11 с.

УДК 637.03

ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ В СИСТЕМАХ ВЕНТИЛЯЦИИ И КОНДИЦИОНИРОВАНИЯ ВОЗДУХА

ИСМАНХОДЖАЕВА М. Р.

Ташкентский архитектурно-строительный институт
Ташкент, Республика Узбекистан

Аннотация. В статье рассматриваются вопросы энергосбережения в системах вентиляции и кондиционирования воздуха. Энергосбережения в системах кондиционирования- это сокращение воздухообмена по помещения и умещение теплопоступлений, уменьшение температурного перепада приводят к минимуму воздухообмена по помещением, а это в сбою очередь приводит сокращение мощности установленного оборудования, к минимуму строительной площадки и т. д. Кроме численных расчётом энергосбережение можно обеспечит при определение годового расходов тепла для нагрева воздуха воспользуйся расчётному формулами в котором произведён расчёт.

Ключевые слова: расход тепла, энергетическая эффективность, вентиляция, микроклимат, кондиционирование, энергия, расход энергии, резкоконтинентальных.

Особенность систем обеспечения микроклимата состоит в том, что они расходуют большое количество энергоресурсов, в том числе тепловую и электрическую энергию и водопроводную воду. Проблема сокращения энергопотребления системами вентиляции (СВ) и кондиционирования воздуха (СКВ), будучи частью общей проблемы эффективного использования энергии, особенно актуальна в резкоконтинентальных условиях Республики Узбекистан.

Количественная оценка энергетической эффективности средств обеспечения микроклимата исходит из величины суммарного годового расхода энергии системами. Годовой расход энергии представляется наиболее объективным энергетическим показателем, т. к. именно в годовом цикле в полной мере проявляются все режимы потребления энергии.

Оборудованием СК определение годового расхода тепла или холода СВ или СКВ сводится к интегрированию зависимости от времени года потребляемой мощности оборудованием. Последняя величина является функцией теплосодержания наружного воздуха, т. к. тепло и искусственный холод расходуются только на обработку наружного воздуха. Среди многообразия моделей представления годового изменения параметров наружного воздуха выделим две группы. Первый вид моделей строится на описании годового хода параметров средних за месяц. Модели представляются в табличной форме или описываются аналитически. Разновидностью подобной модели наружного климата является так называемый представительный год, использование которого получило широкое распространение за рубежом.

Второй вид представления климатической информации использует обработку срочных измерений в виде функций распределения параметра. Функции распределения задаются в табличной форме, в виде графиков или аппроксимируются аналитическими зависимостями. Такой вид представления климата встречает определенные трудности. Во-первых, требуется сложная обработка метеоданных, во-вторых, возникает трудность принципиального характера, которая состоит в необходимости оперировать двухмерным распределением параметров. При этом неизбежно привлечение громоздкого

математического аппарата, который к тому же строится на существенных допущениях в постановке задачи. Вместе с тем второй вид модели климата имеет несомненное преимущество перед первым, состоящее в том, что в информации о параметре заложен весь диапазон его изменения.

При осреднении параметров наружного воздуха имеющийся диапазон изменения параметров сокращается, что представляет недостаток первой модели. Однако осреднение исключает разного рода помехи и позволяет выделить основную закономерность изменения параметра во времени, вытекающую из физической сущности процессов, формирующих параметр. Это является определенным преимуществом первой модели. Но главное ее преимущество состоит в простоте представления функций времени параметров, а также в большом объеме доступных данных.

Уменьшенный диапазон параметров, заданных средними значениями, не является препятствием для их использования в анализе годового режима работы СВ и СКВ, т. к. переход от режима к режиму происходит, как правило, при «умеренных» значениях параметров. Лишь некоторые режимы работы систем, не являющиеся показательными с точки зрения энергопотребления, протекают при значениях параметров климата, близких к расчетным.

Следует отметить, что при расчете годовых затрат энергии системами нет надобности вовлечения в анализ значений параметров, близких к экстремальным. На это обстоятельство справедливо указал А. М. Сизов [1]. Если иметь в виду, что средняя часть функции распределения совпадает со среднемесячными значениями, то отмеченное преимущество полноты представления параметра функцией распределения значительно сокращаются. Исследования, проведенные Ю. Мазухом [2], показали незначительное расхождение результатов расчета годового расхода энергии по двум моделям, что подтверждает правомерность использования осредненных климатических параметров.

Изложенные соображения позволили разработать достаточно простые формулы для расчета годового расхода тепла, холода и электроэнергии СВ и СКВ, которые приводятся ниже. Сопутствующая база данных о годовом изменении параметров наружного воздуха позволяет вести расчет для большого числа населенных пунктов.

Расчет годовых расходов теплоты для системы вентиляции, кондиционирования воздуха. Расчет годовых расходов теплоты и электроэнергии для системы вентиляции, кондиционирования воздуха и холода для СКВ производится отдельно для каждой рабочей смены или части суток (далее смены) с последующим суммированием при работе систем в две или большее число смен.

В расчете используются средние за время работы системы (за смену) параметры наружного воздуха:

а) температура самого жаркого и самого холодного месяца, °С:

$$t_{m,ж} = t_{ж} + A_{ж}K_1K_2, \quad (1)$$

$$t_{m,х} = t_{х} + A_{х}K_1K_2, \quad (2)$$

где $t_{ж}$, $t_{х}$ – средняя температура самого жаркого и холодного месяца в °С, определяемая по табл. 3 СНиП 23-01-99 «Строительная климатология»; КМК 2.01.04.97

$A_{ж}$, $A_{х}$ – амплитуда колебания температуры в °С, равная половине средней амплитуды самого жаркого (табл. 2) и холодного (табл. 1 КМК 2.01.04.97) месяца;

K_1 – коэффициент, определяемый по табл. 1 в зависимости от продолжительности смены;

K_2 – коэффициент, определяемый по табл. 1 в зависимости от времени, приходящегося на середину смены.

б) энтальпия самого жаркого и самого холодного месяца, кДж/кг:

$$I_{m,ж} = I_{ж} + A_{i,ж} K_1K_2, \quad (3)$$

$$I_{m,х} = I_{х} + A_{i,х} K_1K_2, \quad (4)$$

где $I_{ж}$, $I_{х}$ – средняя энтальпия самого жаркого и холодного месяца, определяемая по табл. 3;

$A_{i,ж}$, $A_{i,х}$ – амплитуда энтальпии самого жаркого и холодного месяца, определяемая по табл. 3.

в) среднегодовая температура с учетом времени работы системы:

$$t_{m,г} = t_{г} + 0,5 (A_{ж} + A_{х}) K_1K_2, \quad (5)$$

где $t_{г}$ – среднегодовая температура, определяемая по табл. 3 КМК 2.01.04.97;

$A_{ж}$, $A_{х}$ – амплитуды температуры, определяемые по п.п. «а».

г) среднегодовая энтальпия с учетом времени работы системы:

$$I_{m,\Gamma} = I_{\Gamma} + 0,5 (A_{i,j} + A_{i,x}) K_1 K_2 \quad (6)$$

где I_{Γ} – средняя за год энтальпия, определяемая по табл. 3;

$A_{i,j}$, $A_{i,x}$ – амплитуды энтальпии, определяемые по п.п. «б».

Годовой расход теплоты на нагрев приточного воздуха в СВ.

Годовой расход теплоты на нагрев приточного воздуха за одну смену в прямооточной СВ, в кДж/кг, равен:

$$Q = 0,143 n m G c (t_{пр} - t_{m,x}) M K_3 K_4, \quad (7)$$

где n – число рабочих дней в неделе;

m – продолжительность смены, ч;

c – удельная теплоемкость воздуха, равная 1,005 кДж/кг·°С;

G – максимальный расход приточного (наружного) воздуха, кг/ч;

$t_{пр}$ – температура приточного воздуха в холодное время года, °С;

$t_{m,x}$ – температура наружного воздуха самого холодного месяца, определяемая по формуле (3);

M – продолжительность периода потребления теплоты воздухонагревателем СВ, в сутках;

K_3 , K_4 – коэффициенты, определяемые по табл. 2 в зависимости от величины M .

Потребление теплоты воздухонагревателем СВ в прямооточной системе продолжается до тех пор, пока температура наружного воздуха ниже температуры приточного воздуха $t_{пр}$ (среднегодовая температура наружного воздуха, по формуле (5)).

Годовой расход теплоты для СВ, работающей с рециркуляцией воздуха, рассчитывается по формуле (7), в которой вместо температуры наружного воздуха $t_{m,x}$ следует принять температуру смеси наружного и внутреннего воздуха:

$$t_{m,см} = t_{в,x} (1 - G / G_0) + t_{m,x} G / G_0. \quad (9)$$

где G и G_0 – расход наружного и приточного воздуха, кг/ч;

$t_{в,x}$ – температура внутреннего воздуха в холодный период года.

Потребление теплоты воздухонагревателем СВ в системе с рециркуляцией имеет место пока температура смеси наружного и внутреннего воздуха ниже температуры приточного воздуха в холодный период года. При этом в формулу (8) вместо $t_{m,x}$ следует

подставить $t_{m,см}$ по формуле (9), а вместо $t_{m,r}$ – среднегодовую величину температуры смеси, которую надо определить по формуле (9) при среднегодовой температуре наружного воздуха.

Число часов работы воздухонагревателя в течение года определяется по формуле:

$$M_r = 0,143 \text{ Mn m K}_3. \quad (10)$$

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сизов А. М. Комплексно-временная форма представления наружного климата в расчетах систем кондиционирования микроклимата (СКМ). Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. – Рига, 1975.

2. Masuch J. Genauigkeit von Energieverbrauchsberechnungen fu.r raumlu.fttechnisches Anlagen bei reduzierter Wetterdatenmenge // HLH 33. – 1982. – № 11. – Nov.

УДК 631.6.02:574

ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ ЗЕМЕЛЬ В РАЙОНАХ РАСПОЛОЖЕНИЯ ТПК В УЗБЕКИСТАНЕ

МАХМУДОВА Д. Э., УСМАНОВ И. А., МАШРАПОВ Б. О.

Ташкентский архитектурно-строительный институт

Ташкент, Республика Узбекистан

Аннотация. Статья посвящена решению проблем, связанных с инвентаризацией, классификацией и обезвреживанием промышленных отходов и определением основных направлений предупреждения их токсического воздействия на окружающую среду и здоровье населения. При решении вопросов оптимизации систем сбора, хранения и обезвреживания токсичных промышленных отходов, образующихся на территориях населенных пунктов, необходимо контролировать все её последовательные этапы: учет и инвентаризацию, классификацию по токсичности, сбор и хранение, складирование, обезвреживание и утилизацию на специальных полигонах.

Ключевые слова. Территориально-промышленный комплекс, твердые и жидкие промышленные отходы, экологическое состояние почвы, инвентаризация, классификация и обезвреживание промышленных отходов, органы государственного санитарно-эпидемиологического надзора.

Введение. В настоящее время во многих территориально-промышленных комплексах (ТПК) республики, где расположены большие города с высокой концентрацией населения и промышленным потенциалом, отмечен рост вредного антропогенного воздействия на все объекты окружающей среды, в том числе на почву. В этих условиях особое экологическое значение приобрела проблема инвентаризации, классификации, складирования и обезвреживания промышленных отходов, многие из которых представляют опасность для здоровья населения.

Положение усугубляется медленными темпами внедрения на промышленных объектах республики малоотходных и безотходных технологий, ресурсосберегающей техники, методов комплексной переработки всех видов сырья и материалов, отсутствием или явным недостатком специализированных мощностей по переработке вторичного сырья, образующегося в процессе производства, что приводит к значительному накоплению промышленных отходов, в том числе и токсичных.

Несмотря на это, исследования по данному разделу охраны окружающей среды до настоящего времени в Узбекистане проводятся редко и не освещают многие проблемы, возникающие перед работниками территориальных Центров государственного санитарно-эпидемиологического надзора (ГСЭН) республики Узбекистан. Крайне ограничены и публикации ученых-экологов и гигиенистов по данной проблеме [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7].

Целью исследований явилось изучение имеющих место в Узбекистане санитарно-гигиенических проблем, связанных с инвентаризацией, классификацией и обезвреживанием промышленных отходов, и определение основных направлений предупреждения их токсического воздействия на окружающую среду и здоровье населения.

Методика исследований. Изучены и проанализированы источники литературы, материалы и данные отчетных форм 18/0 Ташкентского областного Центра ГСЭН и его районных отделений за 2008–2018 гг., утвержденных Министерством здравоохранения Рес-

публики Узбекистан, санитарно-нормативных документов и методических указаний.

Результаты работы. Исследования показали, что при решении вопросов сбора и хранения промышленных отходов в населенных пунктах санитарным врачам территориальных Центров ГСЭН, в первую очередь, необходимо проверять правильность проведения на промышленных предприятиях инвентаризации и классификации промышленных отходов, в первую очередь токсических. При этом, следует помнить, что учет и инвентаризация промышленных отходов должны проводиться на всех предприятиях, независимо от форм собственности и ведомственной принадлежности.

Опыт, накопленный предприятиями и органами государственной санитарно-эпидемиологической службой, подтверждает необходимость выделения следующих категорий промышленных отходов:

- допускаемые к складированию вместе с твердыми бытовыми отходами (ТБО);
- направляемые в шламонакопители;
- подлежащие утилизации;
- складированные на специально оборудованных полигонах токсичных промышленных отходов.

Общепризнано, что порядок сбора и накопления, учета и инвентаризации промышленных отходов должен основываться на классе их токсической опасности (от 1 до 4 класса: чрезвычайно опасные, высоко опасные, умеренно опасные и мало опасные). При этом первичный учет и инвентаризация промышленных отходов осуществляются непосредственно в каждом цехе по специальным формам, которые заполняются отдельно для токсичных и нетоксичных отходов.

Промышленные отходы, образующиеся по ходу технологического процесса, хранятся на промышленных площадках каждого цеха, где собираются в специальную тару:

- 1 класса – в стальные герметические баллоны,
- 2 класса – в поливиниловые мешки,
- 3 класса – в бумажные мешки,
- 4 класса – непосредственно на промышленной площадке.

Необходимо напомнить, что при определении токсичности промышленных отходов могут возникнуть трудности в установлении классов опасности их отдельных ингредиентов. В соответствии с санитарными правилами и нормами Республики Узбекистан

(СанПиН РУз № 0183-05) «Гигиенические требования к качеству почвы населенных мест в специфических природно-климатических условиях Узбекистана», пункт 2.2) класс опасности вещества может быть определен по так называемому индексу опасности.

Индекс опасности может быть рассчитан по величине предельно допустимой концентрации (ПДК) вредного вещества в почве, а также средне смертельной дозе ($ЛД_{50}$) и классу опасности вредного вещества в воздухе рабочей зоны.

После расчета индекса опасности для каждого ингредиента определяется суммарный индекс опасности 3-х основных химических веществ (т. е. самих промышленных отходов) – таблица.

Особо тщательно следует осуществлять контроль при выборе методов обезвреживания и захоронения промышленных отходов на специальных полигонах. При этом способы захоронения токсичных промышленных отходов выбираются в зависимости от их агрегатного состояния, водорастворимости и класса опасности химических веществ и соединений, входящих в их состав.

Твердые отходы, содержащие вещества 4 класса опасности, складироваться на отдельной карте полигона послойно по типу полигонов бытовых отходов.

Таблица 1

Классификация токсичных отходов на основе суммарной величины ПДК 3-х наиболее опасных ингредиентов

Расчетная величина суммарного индекса опасности по ПДК в почве	Класс опасности отходов	Степень опасности
Менее 2	1	Чрезвычайно опасные
От 2 до 16	2	Высоко опасные
От 16 до 30	3	Умеренно опасные
Более 30	4	Мало опасные

Захоронение твердых и пылевых отходов, содержащих вредные вещества 2 и 3 классов опасности, нерастворимые в воде, следует осуществлять в котлованах с послойным уплотнением. Размеры котлованов не нормируются. Если же отходы содержат вещества 2 и 3 классов опасности, растворимые в воде, обязательна изоляция дна и боковых стенок котлованов.

При захоронении отходов, содержащих водорастворимые вредные вещества 2 и 3 классов опасности, а также вредные вещества 1 класса опасности, должны применяться дополнительные меры, направленные на предупреждение миграции их из отходов (по согласованию с органами санитарно-эпидемиологической службы).

Жидкие промышленные отходы, содержащие вредные вещества 4 класса опасности, равномерно разливаются на отдельно размещенных картах полигона (с картами для летнего и зимнего полива).

Жидкие отходы, содержащие вредные вещества 1, 2 и 3 классов опасности, перед вывозом на полигоны должны обезвоживаться до пастообразной консистенции на самом предприятии.

Захоронение этих отходов в жидком виде запрещается.

Жидкие отходы 1 класса опасности после обезвоживания помещаются в герметически закрывающиеся стальные контейнеры.

Горючие отходы, а также утиль, пропитанный лаками, растворителями, подлежат сжиганию в специальной печи на полигоне.

Как крайняя временная мера возможно захоронение на специальной карте полигона небольших количеств пестицидов.

Приёму на полигоны токсичных промышленных отходов не подлежат радиоактивные отходы, тарные отходы (металлические, деревянные, синтетические), строительные отходы и мусор, отходы кожевенной промышленности и швейных предприятий, другие отходы, относящиеся к категории вторичного сырья.

Промышленные отходы 3–4 классов опасности в отдельных случаях могут вывозиться на общегородские свалки, где для них должны выделяться отдельные участки. Разрешение на вывоз промышленных отходов на общегородские полигоны ТБО (свалки) предприятия получают через территориальные органы коммунального хозяйства, санитарно-эпидемиологической службы и пожарной охраны. Условия вывоза и обезвреживания определяются специальным договором между предприятиями и органами коммунального хозяйства.

Промышленные отходы, допущенные к совместному складированию с ТБО, должны отвечать определенным требованиям и технологическим условиям: иметь влажность не более 85 %, не быть взрывоопасными, самовозгорающимися. Токсичность смеси промышленных и бытовых отходов не должна превышать токсичность

бытовых отходов, а значения БПК и ХПК смеси по данным анализа водной вытяжки не должны быть выше 4000–5000 мгО₂/л.

Выводы:

1. При решении вопросов оптимизации систем сбора, хранения и обезвреживания токсичных промышленных отходов, образующихся на территориях населенных пунктов, санитарным врачам и экологам территориальных органов государственного санитарно - эпидемиологического надзора необходимо контролировать все её последовательные этапы: учет и инвентаризацию, классификацию по токсичности, сбор и хранение, складирование, обезвреживание и утилизацию на специальных полигонах.

2. Органы санитарно – эпидемиологической службы должны осуществлять контроль за отводом участков под сооружение полигонов токсичных промышленных отходов, выборочно контролировать состояние окружающей среды и наличие «паспортов полигонов», соблюдение правил гигиены труда, производственной санитарии и личной гигиены, сроки медицинских осмотров персонала (не реже 1 раза в год).

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Искандарова Ш. Т. Актуальные гигиенические проблемы охраны почвы от загрязнения в специфических условиях Узбекистана. – Ташкент, 2000. – 146 с.

2. Искандаров Т. И., Ильинский И. И., Искандарова Ш. Т. Санитарно-гигиенические проблемы охраны почвы от загрязнения в специфических природно-климатических условиях Узбекистана. – Ташкент, 2010. – 130 с.

3. Жовлиев А. А., Комилов А. К., Рихсиева И. Ю. Основные экологические проблемы, создаваемые за счет выбросов алюминиевого завода // Материалы республиканской научно-практической конференции «Гигиенические проблемы охраны здоровья населения на современном этапе и пути их решения». – Ташкент, 2010. – С. 8–9.

4. Усманов И. А. Показатели загрязнения разных типов землепользования в условиях Узбекистана // Журнал «Пути повышения орошаемого земледелия», 2018, №1, Новочеркасск, Россия. – С. 172–175.

5. Искандарова Ш. Т., Ходжаева Г. А. К вопросу охраны водных объектов бассейна реки Сырдарья // Экологический вестник Узбекистана, – 2017. – № 2. – С. 15–18.

6. Усманов И. А., Ходжаева Г. А., Мусаева А. К. Экологическая оценка состояния водоёмов в районе расположения АГМК // В сборнике международной научно-практической конференции «Современное экологическое состояние природной среды и научно-практические аспекты рационального природопользования», Россия. – 2018. – С. 44–49.

7. Шортанбаева, М.А. Роль донных отложений в формировании качества воды // Научно-практическая конференция по санитарной охране водоёмов, Пермь, – 2005. – С. 61–62.

УДК 624

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ОСНОВЕ ОЦЕНКИ КАЧЕСТВА ВИБРОАКУСТИЧЕСКИМ МЕТОДОМ

МИРЗОЕВ А. А., ЛЕОНОВИЧ С. Н., БУДРЕВИЧ Н. А.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В последние годы наблюдаются устойчивые темпы роста промышленного и гражданского строительства, особенно в крупных городах. Строительство часто ведется во все более сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях. Это способствует возникновению новых технологий производства работ и методов диагностики. Применение методов неразрушающего контроля позволяет оперативно получать информацию о различных характеристиках объекта без нарушения процесса его эксплуатации. Особенно это актуально для скрытых работ, поскольку доступ к объекту исследования практически закрыт, а его вскрытие может повлечь нежелательные последствия для работы всего сооружения.

При обследовании свай наиболее производительным и простым в применении является поверхностный акустический метод, в зару-

бежной литературе известный как Impact echo method (IEM). Метод IEM состоит в ударном возбуждении упругой волны акустического диапазона частот в обследуемой свае и регистрации эхо-сигналов.

Следует различать два случая применения метода:

1. Если известна стержневая скорость продольной волны в материале, то можно определить длину сваи.

2. Если известна длина сваи, то можно определить скорость и судить о прочностных характеристиках материала сваи.

Поверхностный акустический метод применяется для диагностики свай уже более 40 лет. За это время накоплен обширный опыт обследования свай. В самом простом случае (свая без дефектов и нарушений сплошности) на данных метода IEM, полученных в условиях длинноволнового предела, наблюдается только сигнал прямого прохождения и импульс, отраженный от конца сваи. Данный метод является наиболее производительным и простым в применении. Его целесообразно применять в тех случаях, когда есть свободный доступ к оголовку сваи и необходимо провести оперативную диагностику достаточно большого количества свай [1].

В основном данные экспериментальные исследования посвящены определению механических характеристик материала путем наблюдения за особенностями распространения волн на образцах, находящихся в грунте, и не затрагивают круг вопросов, связанных с взаимодействием стержня. Поэтому в рамках настоящей работы было проведено исследование явлений, наблюдающихся при обследовании свай, на стержнях в виде забивных и буронабивных свай.

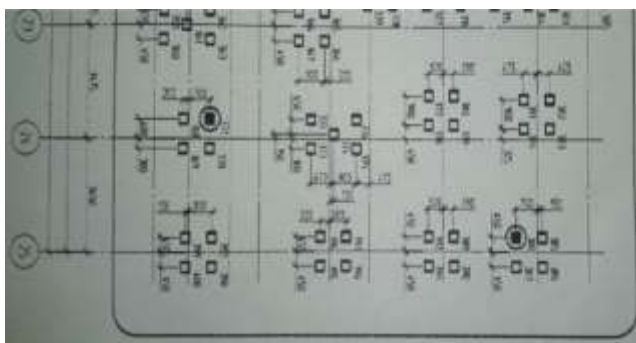


Рис. 1. Схема расположения забивных свай



а



б



в



г

Рис. 2. Процесс измерения (забивные сваи):
а – свайное поле; *б* – поверхность сваи; *в* – установка датчика;
г – произведение удара



Рис. 3. Процесс очистки поверхности сваи

Были проведены многочисленные натурные измерения на сваях. Основной целью исследований было изучение записей акустических колебаний свай с позиции управления полем для оценки возможности разделения эффектов, связанных с распространением плоской волны (сама свая) и с влиянием вмещающего грунта, и расширения круга задач, решаемых акустическим методом.

По результатам проведенных натурных экспериментов можно сделать следующие выводы:

1. Управление акустическим полем позволяет выполнять или не выполнять условия длинноволнового предела. Это дает возможность изучать только саму сваю или дополнительно вмещающую среду.

2. Чтобы различить отражения, связанные с самой сваей и с вмещающим грунтом, при каждом измерении необходим контроль спектра колебаний, поскольку выполнение или невыполнение условий длинноволнового предела зависит от того, с каким частотным составом удалось возбудить колебания в данном измерении.

3. В случае невыполнения условий длинноволнового предела регистрация отражений от границ во вмещающей среде позволяет решать целый ряд дополнительных задач, например, определение глубины заглубления сваи в опорный горизонт, отслеживание уровня грунтовых вод, определение глубины искусственной насыпи, контроль качества заполнения свай-труб и др.

4. В случае если нет данных о стержневой скорости продольной волны, методика разночастотного возбуждения позволяет провести ее оценку путем наблюдения за отражениями от границ с известным положением по глубине.

5. В случае работы на реальных сваях понятие «длинный» стержень должно иметь более широкий смысл, чем следует из теоретических предпосылок. Стержень можно считать «длинным», если длина более чем в десять раз превышает радиус стержня и в длину укладывается не менее 1–2 длин волн.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Снежков, Д. Ю. Мониторинг возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д. Ю. Снежков, С. Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2016. – 331 с.

СИСТЕМНЫЙ ПОДХОД ПРИ ОЦЕНКЕ ОПАСНОСТЕЙ ТРАСС МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

МЯКОТА В. Г.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Функционирование магистральных трубопроводов сопровождается реализацией разнообразных потенциальных опасностей для территории по которой они проходят или планируется их проложить. В большинстве своем они связаны с самим трубопроводом. Любое нарушение герметичности может привести к разнообразным негативным изменениям прилегающих территорий. Также происходит изменение компонентов окружающей территории в ходе строительства.

В пределах трасс магистральных трубопроводов происходит взаимодействие нескольких систем. Условно эти системы подразделяются на технические и природные. К техническим системам относятся:

– магистральные трубопроводы, представляют техническую систему, по которой транспортируются легко воспламеняемые и опасные для природной среды вещества. При нарушении её функционирования происходят негативные изменения в окружающей среде или ближайших технических сооружениях.

– технические сооружения, представленные в основном автомобильными или железными дорогами, линиями электропередач, кабелями, реке зданиями и сооружениями.

Природные системы представлены:

– природно-территориальные комплексы (ПТК) – это природные системы, учитывающие взаимосвязь растительности почвы, рельефа, климатических особенностей для определенной территории. ПТК выступает в качестве системы, наиболее подверженной изменениям в результате нарушения их взаимосвязей;

– геологическая среда – это часть литосферы, в которой происходят изменения, связанные с деятельностью человека. В её состав входят грунты, и подземная гидросфера, подверженные антропогенной деятельностью человека. Резкое изменение свойств её компонентов может повлечь за собой разрушение элементов магистральных трубопроводов;

– гидрографическая система представляет собой взаимодействия водных потоков, откладывая отпечаток на формирования отдельных видов ПТК. Особенностью данной системы является перенос загрязняющих веществ на большие расстояния, а также разрушение береговой линии.

На рис. 1 представлено взаимодействие данных систем. При проведении геоэкологической оценки трасс магистральных трубопроводов в центре располагается магистральный трубопровод, который влияет на все основные системы, а также в некоторых случаях подвергается опасности.

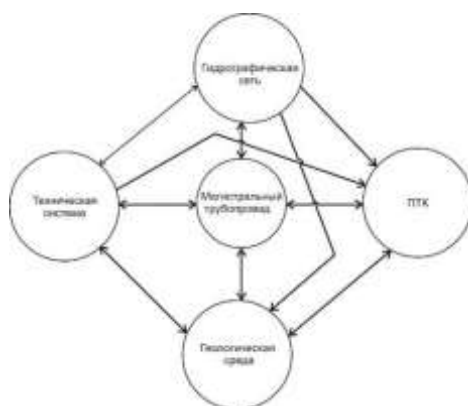


Рис. 1. Взаимодействие систем в пределах трасс магистральных трубопроводов [4]

Рассмотрим влияние магистральных трубопроводов на другие системы. Основное влияние на гидрографическую сеть связано с изменением русла, берегов реки при строительстве, реконструкции магистрального трубопровода, а также существует потенциальный риск загрязнения поверхностных вод нефтепродуктами. ПТК подвергается следующим видам воздействия: изменение растительного

и почвенного покрова в ходе строительства, реконструкции магистрального трубопровода, а также при его эксплуатации. Полное уничтожение растительности в случае разгерметизации магистрального трубопровода [1–3].

В таблице 1 приведены основные последствия потенциальных опасностей, которым подвергается магистральный трубопровод и окружающие его территории. Все перечисленные опасности описаны в пределах трассы магистрального трубопровода (рис. 2).

Таким образом, главная система, которую следует рассматривать при геоэкологической оценке – это магистральный трубопровод. Любое его повреждение приводит к изменению в перечисленных выше системах. В данной работе получили дальнейшее развитие идеи автора, которые связали различные виды риска возникновения аварий на магистральных трубопроводах и опасности для территории, обусловленные его функционированием [1–3].

Таким образом, при рассмотрении территории трассы магистральных трубопроводов к ней следует относиться с точки зрения взаимодействия описанных выше систем. На всем протяжении трассы магистрального трубопровода происходит взаимодействие трех систем (рис. 2). Технические объекты и гидрографическая сеть в пределах трасс магистральных трубопроводов выявляются фрагментарно, т. е. магистральные трубопроводы пересекают их на отдельных участках.

Надо отметить, что основные изменения на прилегающей к трассе территории будут рассматриваться через призму взаимодействия магистрального трубопровода с остальными системами. Любая внештатная ситуация, приводящая к разрыву трубопровода, сопровождается влиянием на остальные системы. Но между данными системами устанавливается обратная связь. То есть, любые изменения в системах могут спровоцировать разрыв трубопровода. Исключением является техническая система, где связь односторонняя. Однако данная система имеет взаимосвязи с остальными системами и может влиять на безопасность магистрального трубопровода. Главным проводником опасности является геологическая среда. Влияние на остальные системы не приводит к возникновению внештатных ситуаций.

Таким образом, можно сделать следующие выводы:

1. При проведении геоэкологической оценки территории следует понимать, что любое последствие будет связано с взаимодействием между природными, природно-техническими и техническими системами. Особое внимание следует уделять техническим системам, которые будут оказывать наибольшее негативное влияние на состояние прилегающих территорий. Центральное место среди них занимает магистральный трубопровод, а главной системой, подверженной воздействию – ПТК.

2. На всем протяжении трасс происходит сочетание трех систем, а две системы встречаются фрагментарно. Поэтому целесообразно при проведении геоэкологических исследований следует обращать внимание, как на состояние природной среды, так и магистральный трубопровод.

3. Взаимодействие между системами имеет в основном прямую и обратную связь, то есть происходит взаимовлияние между компонентами систем, но если, при этом обратная связь отсутствует, то взаимодействие может происходить и через другие системы.

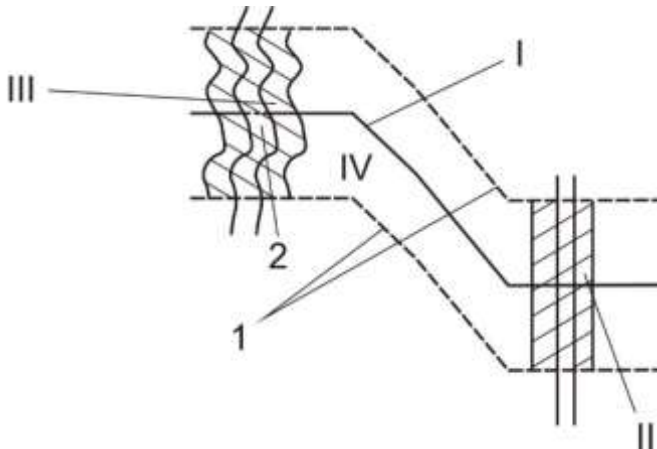


Рис. 2. Схематическое изображение систем в пределах трасс магистральных трубопроводов [4] с авторскими изменениями. Системы:

- I – магистральный трубопровод; II – автомобильная дорога;
- III – гидрографическая система; IV – геологическая среда и ПТК;
- 1 – границы охранной полосы трубопровода; 2 – русло реки

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мякота В. Г. К вопросу о классификации рисков природных комплексов, расположенных в пределах трасс магистральных трубопроводов / В. Г. Мякота // Экологические проблемы промышленных городов: Сборник научных статей / под ред. Е. И. Тихомирова в 2-х частях. – Саратов, 2011. – Ч. 2 – С. 20–22.

2. Мякота В. Г. Некоторые методические подходы к оценке и классификации экологического риска на трассах магистральных трубопроводов // Научные труды тринадцатой международной межвузовской научно-практической конференции молодых ученых, аспирантов и докторантов «Строительство – формирование среды жизнедеятельности». – М: МГСУ, Изд-во АСВ, 2010. – С. 301–304.

3. Мякота В. Г. Проявление инженерно-геологического риска на трассах магистральных трубопроводов / В. Г. Мякота // Проблемы региональной геологии и поисков полезных ископаемых: материалы VII университетских геол. Чтений, 4–6 апреля 2013 г., Минск / редкол.: М. А. Журавков (гл. ред.), И. И. Пирожник (зам. гл. ред.), А. Ф. Санько (отв. ред.) [и др.]. – Минск: Изд. центр БГУ, 2013. – С. 142–143.

4. Мякота В. Г. Системный подход при проведении геоэкологической оценке трасс магистральных трубопроводов / В. Г. Мякота // Материал международной научно-технической конференции, посвященной 80-летию кафедры геотехники СПбГАСУ (механики грунтов, оснований и фундаментов ЛИСИ) и 290-летию российской науки в 2ч. – СПб.: СПбГАСУ, 2014. – 2 ч. – С. 270–274

5. Термедашев З. А. Индетификация экологических аспектов при разработке системы управления окружающей среды на предприятиях нефтегазового комплекса – З. А. Термедашев, Н. В. Киселева, О. Г. Лаптева, О. Н. Тян // Защита окружающей среды в нефтегазовой промышленности – 2007 – № 9. – С. 7–11.

РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ ВУЗОВ ПОВЫШЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ

ШЕВКО В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В докладе рассматриваются проектные решения по реконструкции зданий высших учебных заведений повышенной этажности. Под зданиями повышенной этажности согласно СТБ 2331-2015 подразумеваются не относящиеся к высотным здания высотой более 30 метров.

Длительная эксплуатация и потребность в переходе к информатизации процесса обучения приводят к тому, что проведение реконструкции является обязательным.

Указанные выше здания, как правило, являются знаковыми архитектурными объектами, строились по индивидуальным проектам зачастую с отступлениями от действовавших норм.

При разработке принципиальных проектных решений реконструкции основные трудности связаны с нахождением компромисса между заданием на проектирование, архитектурно-планировочным заданием, техническими условиями на инженерно-техническое обеспечение объекта реконструкции, специфическими требованиями по обеспечению пожарной безопасности (для зданий с массовым пребыванием людей) и действующими ТНПА.

Перечислим основные компромиссные проектные решения.

В первую очередь, это этажность здания. Согласно [1] здания учебных корпусов высших учебных заведений (Ф4.2) следует проектировать не выше девяти этажей. В качестве исключения при градостроительном обосновании этажность учебных корпусов ВУЗов допускается принимать более девяти, но не выше 12 этажей.

Во-вторых, это предельно допустимая площадь этажа, которая определяется двумя параметрами: этажностью и степенью огнестойкости реконструируемого здания. Значение первого параметра очевидно. Для определения фактической степени огнестойкости

здания требуется знать фактические пределы огнестойкости и класс пожарной опасности основных строительных конструкций. Пределы огнестойкости конструкций определяются по результатам огневых испытаний. Допускается предел огнестойкости строительных конструкций определять расчетом по методикам изложенным в действующих ТНПА. В лучшем случае, удастся подтвердить степень огнестойкости минимально допустимую для существующей этажности. Согласно [2] для зданий в восемь этажей и выше минимально допустима четвертая степень огнестойкости. Предельно допустимая площадь этажа в этом случае для восьми этажного здания равна 4250 м², а для шестнадцати этажного – 2200 м². Разделение здания на пожарные отсеки противопожарными стенами выглядит бесперспективно. Во-первых, не представляется возможным возвести в здании противопожарные стены первого типа по конструктивным ограничениям. Во-вторых, планировочные решения соответствующие технологическим требованиям не вписываются в здание, разделенное на пожарные отсеки. Нормы [2] допускают максимально трехкратное увеличение предельно допустимой площади этажа (пожарного отсека) при совместном использовании двух компенсирующих мероприятий по противопожарной защите: оборудование здания автоматическими установками пожаротушения и размещении пожарного депо на расстоянии не более 1 км от реконструируемого здания.

При наличии в здании актового зала вместимость 300 мест и более появляются дополнительные требования по подтверждению расчетом эвакуации из помещения и здания с соблюдением минимальных геометрических параметров путей эвакуации, по внутреннему противопожарному водопроводу и системе пожаротушения здания

Некоторые части зданий, в первую очередь, лестницы практически не поддаются реконструкции без радикальной перестройки лестничной клетки. В большинстве рассмотренных автором проектных решений применялись лестницы типа Л-1 с естественным освещением через окна в наружных стенах и открыванием дверей со стороны коридора во внутрь лестничной клетки. Двери лестничных клеток в открытом положении уменьшают эвакуационную ширину лестничных площадок на 2/3. По современным требованиям [3] в зданиях высотой 30 м и более лестничные клетки следует

предусматривать незадымляемыми. При этом не менее 50 % лестничных клеток должны быть типа Н1.

Решение обозначенных выше проектных задач в рамках взаимодействия Проектировщика с Заказчиком и действующих ТНПА не представляется возможным. Для выработки приемлемых для Заказчика компромиссных проектных решений следует руководствоваться [4], выработать и согласовать компромиссные проектные решения с министерством архитектуры и строительства и министерством по чрезвычайным ситуациям.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Проектирование зданий и помещений профессионально-технических, средних специальных и высших учебных заведений, институтов повышения квалификации: ТКП 45-3.02-2-2004. - Введ. 01.07.2005. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2005. – 76 с.

2. Здания и сооружения. Отсеки пожарные. Нормы проектирования: ТКП 45-2.02-34-2006. – Введ. 01.01.2007. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2007. – 18 с.

3. Возведение строительных конструкций, зданий и сооружений. Основные требования: ТКП 45-1.03-314-2018. – Введ. 01.07.2018. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2018. – 131 с.

4. Об утверждении Положения о порядке разработки, согласования и утверждения градостроительных проектов, проектной документации: постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 08 окт. 2008 г., № 1476.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ОЦЕНКА ДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

МУЗЫЧКИН Ю. А., ШИЛОВ А. Е.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

При выполнении обследования строительных конструкций эксплуатируемого перекрытия производственного здания ЗАО «Атлант», необходимость которого возникла с началом эксплуатации перекрытия для складирования продукции холодильников, было установлено, что из-за интенсивного движения погрузчиков появилась ощутимая вибрация конструкций, в результате которой началось значительное выпадение 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.

Конструкция перекрытия выполнена из сборных железобетонных ребристых плит, размером 1,5×6 м, уложенным по стальным балкам пролетом 6 и 9 м, которые, в свою очередь, шарнирно опираются на оголовки примыкающих стоек к колоннам каркаса и закреплены на них при помощи монтажных болтов. Соединение стальных балок между собой также выполнено при помощи болтов.

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 выполнялось 3 вида динамического воздействия:

Проезд электрокара поперек (вдоль) исследуемой конструкции. Проезд осуществлялся как симметрично относительно середины пролета, так и со смещением на 0,75 м. При смещении на 0,75 м, передняя ось погрузчика проезжала посередине пролета конструкции.

Проезд электрокара поперек (вдоль) исследуемой конструкции с наездом на препятствие (гладкий стальной стержень диаметром 15 мм). Проезд осуществлялся как симметрично относительно середины пролета, так и со смещением на 0,75 м. При смещении на 0,75 м, передняя ось погрузчика проезжала посередине пролета конструкции.

Проезд электрокара вдоль исследуемой конструкции с остановкой электрокара в середине пролета. Проезд осуществлялся как симметрично относительно середины пролета, так и со смещением на 0,75 м. При смещении на 0,75 м, передняя ось погрузчика проезжала посередине пролета конструкции.

При проведении испытаний на исследуемом перекрытии складирование холодильников не осуществлялось.

Регистрируемым параметром вибрации было виброускорение A , m/c^2 (на рисунках в долях g), контролируемые – виброскорость, m/c и виброперемещение (прогиб), m . Виброперемещения получены путем двойного интегрирования исходных записей виброускорений.

По результатам измерений были установлены коэффициенты динамичности (для текущего режима эксплуатации):

– Максимальный – определялся по диаграммам спада уровня вибрации для заданного типа конструкции. Выше полученного значения динамический коэффициент быть не может (по физическому смыслу – по материалу и конструктивному исполнению, а также косвенно зависит от динамического воздействия).

– Экспериментальный – учитывал фактический вид динамического воздействия и состояние нагрузок в процессе испытания (по физическому смыслу – по материалу, конструктивному исполнению и виду динамического воздействия).

Выполнено сопоставление результатов анализа исходных записей (уровней виброускорений) с использованием двух подходов оценки динамического коэффициента:

– Первый подход основан на БПФ (быстром преобразовании Фурье) исходных записей и расчете динамического коэффициента.

– Второй подход основан на ОУС (отклик ударного спектра, SRS – shock response spectra, полученном на основе расчета по методу Смоллвуда) исходных записей и расчете динамического коэффициента.

Исходная запись разбивалась на отдельные фрагменты, соответствующие одиночному проезду погрузчика. Для каждого проезда выполнялся анализ прогиба конструкции в середине пролёта и отдельно перемещение каждой опоры.

В качестве примеров ниже приведены отдельные графики и таблицы результатов испытаний.

Расчёт на основе первого подхода – с использованием БПФ

Таблица 1

Измеренные параметры вибрации плиты перекрытия при движении погрузчика

Виброускорение	Среднегеометрическая частота октавной полосы, Гц						Корректированное по частоте значение виброускорения L _v , дБ	Общий уровень вибрации L _{in} , дБ	Максимальный общий уровень вибрации L _{in} , дБ
	2	4	8	16	31,5	63			
Середина пролёта									
a _v , дБ*	25,4	48,5	59,5	59,9	65,3	51,5	47,7	65,7	67,4
Максимальное виброперемещение в середине пролёта, мм = 0,31, собственная частота p, сек ⁻¹ = 11,11									
Опора № 1									
a _v , дБ*	28,7	33,7	48,4	46,6	52,7	42,5	37,0	53,1	55,1
Максимальное виброперемещение на опоре № 1, мм = 0,03									
Опора №2									
a _v , дБ*	25,3	41,4	50,5	52,9	52,0	42,3	39,3	53,9	57,0
Максимальное виброперемещение на опоре № 2, мм = 0,07									

Примечание: Опорный уровень виброускорения 3×10^{-4} м/с².

Расчёт на основе второго подхода – с использованием метода SRS

Таблица 2

Расчёт динамического коэффициента для первого и второго ребра
плиты перекрытия

Статический прогиб (от собственного веса и погрузчика), м	0,0082	0,0082
Первая гармоника – $A_1, \text{м/с}^2$	1,69	2,76
$F_1, \text{Гц}$	12	12
$P_1, \text{сек}^{-1}$	62,8	75,4
T_1	0,100	0,083
$V_1, \text{м/с}$	0,027	0,037
Вторая гармоника – $A_2, \text{м/с}^2$	5,41	10,28
$F_2, \text{Гц}$	33	34
$P_2, \text{сек}^{-1}$	207,3	213,6
T_2	0,030	0,029
$V_2, \text{м/с}$	0,026	0,048
Динамический прогиб вызванный движением погрузчика, м	0,0044	0,0043
$\mu_{\text{ст}}$	1,548	1,548

Максимальное виброперемещение в середине пролета (от статического и динамического воздействия) с учетом перемещения опор составит 12,2 мм.

Максимальный динамический коэффициент составил 2,12.

Экспериментальный динамический коэффициент составил 1,548.

Из полученных результатов сравнения двух методов оценки динамического коэффициента был сделан вывод, что коэффициент, рассчитанный с использованием метода БПФ, получался приблизительно на 0,5 % ниже, чем с использованием SRS метода. С целью обеспечения более высокой безопасности эксплуатации конструкций все расчёты выполнялись только по методу SRS.

Анализ результатов измерения вибрации при испытаниях и выполненных динамических расчётах конструкций при движении применяемых погрузчиков на обрешеченных колёсах, позволяет сделать вывод, что существующее техническое состояние конструкций при

использовании погрузчиков приводит к тому, что экспериментально определённые коэффициенты динамичности достигают для плит $K_n = 1,548$, а для балок $K_{б-6} = 1,156$, $K_{б-9} = 1,15$.

В результате анализа показателей экспериментальной оценки динамического воздействия от движения погрузчиков на строительные конструкции, был сделан вывод о необходимости перерасчёта конструкций перекрытия (железобетонных плит и стальных балок) с учётом фактических схем размещения и перемещения грузов, а также максимальных значений экспериментально определённых коэффициентов динамичности. Если несущая способность конструкций перекрытия окажется не обеспеченной, то следует разработать проектные решения по их усилению.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП 45-1.04-305-2016. Техническое состояние и техническое обслуживание зданий и сооружений. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2017. – 107 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. ТКП EN 1991-3-2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 3. Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2010. – 69 с.

Научное издание

**ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА**

Материалы Международной
научно-технической конференции

Минск, 28 мая 2020 г.

Подписано в печать 29.09.2020. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 21,97. Уч.-изд. л. 17,18. Тираж 150. Заказ 466.

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.