

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

**ИННОВАЦИОННАЯ ПОДГОТОВКА
ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ НА ОСНОВЕ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ (ЕВРОКОДОВ)**

*Материалы Международной
научно-технической конференции
(Минск, 30 мая 2017 г.)*

Минск
БНТУ
2017

УДК 69(083.7)(06)
ББК 624.07.04(083.7)(06)
И66

Редакционная коллегия:

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

С. М. Коледа – ст. преп. кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

Рецензенты:

Т. М. Пецольд – д-р техн. наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;

Н. А. Рак – канд. техн. наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;

А. И. Згировский – канд. техн. наук, доцент, зав. кафедрой «Металлические и деревянные 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.

СОДЕРЖАНИЕ

Раздел I. Подготовка инженерных кадров в строительной отрасли

Неверович И.И., Ловыгин А.Н.

Подготовка, повышение квалификации и переподготовка специалистов строительной отрасли по вопросам использования информационного моделирования зданий при проектировании и управлении в строительстве 10

Раздел II. Совершенствование методов расчета и проектирования строительных конструкций

Баранчик А. В., Баранчик В. Г.

Сравнительный анализ методов испытания стеклопластиковых труб согласно евронормам и государственным стандартам 18

Волик А. Р., Почебыт А. А., Чурило К. Ю.

Особенности расчета разрушающего момента изгибаемых балок, армированных композитной арматурой 26

Володин А. Ю., Рак Н. А.

Методы расчета сталефибробетонных плит на упругом основании с учетом неупругой работы материала 34

Давыдов Е. Ю.

Анализ европейских норм по проектированию стальных конструкций 39

Держач В. Н., Демчук И. Е.

Сопротивление ветровым воздействиям поэтажно опертого многослойного стенового ограждения с облицовочным слоем в свете требований еврокода 6 46

Довженко О. А., Погребной В. В.

Гармонизация диаграммы деформирования бетона при сжатии для применения в расчетах железобетонных элементов на основе европейских норм 56

<i>Жук В. В., Мелюх Д. В.</i> Напряженно-деформированное состояние деревянных балок составного сечения на металлических зубчатых пластинах	66
<i>Зверев В. Ф., Казютина М. Н.</i> К вопросу о расчетах трубобетонных элементов по Еврокоду 4	74
<i>Зверев В. Ф., Соколовская Е. И.</i> К вопросу о применении постнапряжения при возведении монолитных каркасных зданий.....	83
<i>Згировский А. И., Кононович К. В.</i> Сопоставление методик расчета шарнирных соединений стальных конструкций по СНиП II-23–81* и EN 1993-1-8	88
<i>Коледа Е. А., Бондарович А. И., Леонович С. Н.</i> Влияние дисперсного армирования на плотность и пористость фибробетона	97
<i>Коледа Е. А., Латыш А. В., Грушевская Е. Н., Коворотный П. А., Снежков Д. Ю., Леонович С. Н.</i> Мониторинг набора прочности бетона в монолитных конструкциях неразрушающими методами.....	103
<i>Надольский В. В., Дергачев М. Г.</i> Учет сдвигового запаздывания согласно требованиям ТКП EN 1993-1-5.....	109
<i>Пенязь М. А.</i> Конструктивные особенности проектирования и строительства сборно-монолитных каркасных жилых зданий.....	117
<i>Сидорович Е. М.</i> Обоснование динамических коэффициентов при инерционной подвижной нагрузке.....	128

<i>Фомичев В. Ф.</i> Напряженно-деформированное состояние газосиликатного блока в зоне анкерного крепления при заворачивании стального винта в пластмассовый дюбель	140
<i>Хотько А. А.</i> Особенности проектирования железобетонной крановой консоли по методике ТКП EN 1992-1-1–2009*	143
<i>Цымбаревич Т. А., Тур А. В.</i> Живучесть конструктивных систем с перекрытиями из сборных плит безопалубочного формования	150
<i>Шилов А. Е., Мезен В. В.</i> Особенности учета эффектов второго порядка при расчете сжатых железобетонных элементов по ТКП EN-1992-1-1–2009* ..	160
<i>Латыш В. В.</i> Противоречия требований норм по проектированию и возведению монолитных железобетонных конструкций, предъявляемые к стыковым соединениям арматуры	166
<i>Семенюк С.Д., Кузьмина А.А.</i> К определению напряжений в продольной арматуре изгибаемых керамзитожелезобетонных элементов в условиях малоциклового нагружения.....	170
<i>Семенюк С. Д., Кетнер Э. А.</i> Прочностные и деформативные характеристики керамзитобетонов на основе сырья заводов Республики Беларусь ..	178

Раздел III. Информационные технологии

<i>Борисевич А. А.</i> Некоторые вопросы поиска равнонапряженных и оптимальных систем	192
<i>Юхневский П. И., Говорушко М. С., Пирожкин О. Е.</i> Компьютерное моделирование процессов структурообразования и свойств цементных композиций	202

Раздел IV. Экономика и организация строительства

Брудер И. К., Брудер Д. Л., Пикус д. М., Минеев Р. А.

Структура сметной нормативной базы212

Лозовский А. А.

Методический подход к оценке эффективности строительного производства214

Минеев Р. А., Пикус Д. М.

Моделирование затрат расхода энергоресурсов при тепловой обработке монолитного бетона при отрицательных температурах220

Раздел V. Технология производства строительных материалов, изделий и конструкций

Васильев А. А.

О необходимости разработки нормативного документа республики беларусь по оценке технического состояния железобетонных элементов и конструкций с учетом карбонизации бетона228

Гуриненко Н. С., Головатая Е. В.

Микро- и ультрадисперсный кремнезем в бетоне232

Гуцин С. В., Дрозд А. А., Бабицкий В. В.

Кинетика твердения цементного камня с противоморозными добавками.....240

Дзэбиева Л. Б., Ковальчук К. А.

Гармонизация нормативно-технических требований к сульфатостойким портландцементам243

Калыска А. О., Дрозд А. А.

Особенности определения содержания азотсодержащих соединений потенциометрическим методом в добавках для бетонов согласно методике СТБ 1112–98 (изменение № 1 дата введения 01.10.2016).....248

<i>Марко О. Ю., Батяновский Э. И.</i> Кинетика твердения бетона с добавкой «УКД-1» в зимних условиях твердения работ.....	255
<i>Полейко Н. Л., Леонович С. Н.</i> Добавки для бетонных смесей на основе лигносульфонатов	268
<i>Рябчиков П. В., Батяновский Э. И., Якимович В. Д.</i> Влияние отечественных углеродных наноматериалов на физико-технические свойства тяжелого конструкционного бетона.....	276
<i>Hesham Alsharie</i> Properties of lightweight concrete containing treated pumice by alkaline solution.....	290
Раздел VI. Механика грунтов, основания и фундаменты	
<i>Архангельская Т. М., Ерохина Ю. А.</i> Расчет столбчатого плитного фундамента мелкого заложения по EN 1997 Еврокода 7 и расчет с использованием действующего ТКП 45-1.01-67 (сопоставление результатов геотехнических расчетов).....	302
<i>Сороко Р. А.</i> Определение коэффициентов группового эффекта фундаментов из буронабивных свай жилых домов № 13, 23, 26, 36 в комплексе «Маяк Минска»	307
<i>Уласик Т. М.</i> Определение дилатантных перемещений в испытаниях на контактный сдвиг.....	315
<i>Лобачева Н.Г., Кремнев А.П.</i> Некоторые аспекты расчета осадок фундаментов мелкого заложения по национальным и европейским нормам.....	321

Раздел VII. Реконструкция зданий и сооружений

Дубатовка А. И.

Механические испытания стеновых панелей
с металлокаркасом из тонкостенных профилей и обшивкой
из стекломатных листов.....330

Мадалинский Г. Г., Мадалинская Н. Г.

Оценка технического состояния несущих и ограждающих
конструкций гуо «упк мирновская детская сад-средняя школа» ..337

Снежков Д. Ю.

Ультразвуковой контроль бетона: анализ действующих
нормативов.....349

Шаль Е. Е., Ким Л. В., Шала Т. Е., Леонович С. Н.

Оценка влияния хлоридной агрессии на портовые
железобетонные сооружения южной части приморского края359

Шевко В. В., Казаченко н. Я., Первачук О. С.

Влияние противопожарного нормирования
на планировочные решения производственных зданий.....364

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

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**ИННОВАЦИОННАЯ ПОДГОТОВКА
ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ НА ОСНОВЕ ЕВРОПЕЙСКИХ
СТАНДАРТОВ (ЕВРОКОДОВ)**

(г. Минск, БНТУ – 30.05.2017)

УДК 624.012

**ПОДГОТОВКА, ПОВЫШЕНИЕ КВАЛИФИКАЦИИ
И ПЕРЕПОДГОТОВКА СПЕЦИАЛИСТОВ СТРОИТЕЛЬНОЙ
ОТРАСЛИ ПО ВОПРОСАМ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ
ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ
ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И УПРАВЛЕНИИ
В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

НЕВЕРОВИЧ И.И., ЛОВЫГИН А.Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Концепцией развития строительного комплекса Республики Беларусь на 2011–2020 годы, утвержденной Постановлением Совета Министров Республики Беларусь от 28 октября 2010 г. № 1589 «Об утверждении Концепции развития строительного комплекса Республики Беларусь на 2011–2020 годы», предусматривается возведение жилых и административных зданий по эффективным проектам, обеспечивающим снижение затрат на всех стадиях инвестиционно-строительного цикла (предпроектная стадия, инженерные изыскания, проектирование, производство строительно-монтажных работ, эксплуатация) и сокращение потребления ресурсов. В целях повышения качества проектной продукции и эффективности деятельности проектных организаций планируется дальнейшая автоматизация процессов проектирования.

Одним из приоритетных направлений развития информационного сообщества в Республике Беларусь на период до 2020 года является внедрение информационных технологий. Информационное моделирование зданий (BIM-технологии), сквозная интеграция стадий жизненного цикла сокращают сроки и стоимость ввода продукта на рынок, повышают эффективность бизнес-процессов предприятия, оптимизируют расходы на эксплуатацию активов и в конечном итоге обеспечивают конкурентные преимущества. Технологии управления жизненным циклом продукции в последние годы за рубежом успешно применяются в инвестиционно-строительной деятельности, что способствует сокращению сроков проектирования строительства, снижению производственных и эксплуатационных издержек. Отраслевая программа Минстройархитектуры как раз и предусматривает создание комплексных систем автоматизированного проектирования и информационную интеграцию стадий жизненного цикла строительного объекта.

Мероприятия программы имеют целью внедрение современных систем и технологий проектирования и решают задачи по сокращению сроков выполнения работ, повышению производительности труда и увеличения объемов работ. Для внедрения комплексных автоматизированных систем проектирования требуются специалисты, подготовка которых в настоящее время не ведется. Отсюда возникла необходимость создания системы подготовки, переподготовки и повышения квалификации по данному направлению.

Для отработки системы в Минстройархитектуры составлен перечень базовых организаций-исполнителей отраслевой программы. Сюда вошел БНТУ, как базовая организация по подготовке к сертификации специалистов, в том числе путем организации централизованного обучения на республиканском уровне. Правомерность выбора БНТУ в качестве базовой организации была обоснована в письме Министерства образования Республики Беларусь, направленного в Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. В письме отмечается, что БНТУ является единственным в республике учреждением образования, осуществляющим подготовку, переподготовку и повышение квалификации кадров по всему комплексу строительных специальностей и обладающим необходимым потенциалом по данной проблеме.

В Белорусском национальном техническом университете была проведена широкомасштабная работа по переработке (корректировке) рабочих программ дисциплин для студентов строительных специальностей с целью включения в эти программы вопросов по BIM- и CALS-технологиям, программных комплексов Autodesk и иных. Такая работа проведена на факультете транспортных коммуникаций, а также на строительном и архитектурном факультетах. Были откорректированы учебные программы соответствующих дисциплин.

По данным специальностям подверглись корректировке программы тех дисциплин, которые играют ключевую роль в вопросах автоматизированного проектирования зданий и сооружений. Это, в частности, такие дисциплины:

– для специальности «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены»: информатика, компьютерное моделирование, автоматизация проектирования мостов, автоматизация проектирования тоннелей, автоматизация проектирования транспортных сооружений;

– для специальности «Архитектура»: информатика и компьютерное проектирование, проектирование жилых зданий, проектирование общественных зданий;

– для специальности «ПГС»: начертательная геометрия, инженерная и машинная графика, основы автоматизированного проектирования в строительстве, компьютерные сети и системы, организация и управление в строительстве, автоматизированные системы управления.

Корректировка учебных программ осуществлялась в рамках объема часов, отпущенных на дисциплину, путем их перераспределения. Такой путь корректировки программ был выбран из тех соображений, что количество часов, отпущенных на дисциплину, принимается в соответствии с учебным планом специальности в целом. Изменение же учебного плана специальности и его утверждение, это весьма трудоемкий и долговременный процесс.

Анализ показывает, что при корректировке программ на вопросы BIM- и CALS-технологий и на изучение программных комплексов Revit Autodesk и иных выделено от 5 % до 100 % от общего объема часов на дисциплину в зависимости от ее значимости и целесообразности указанной корректировки, что решалось на заседании кафедр и ученых советов факультетов.

Следует отметить, что знания, умения и навыки, полученные студентами БНТУ на лекциях и практических занятиях по BIM-технологиям и программам Autodesk, будут реализованы при выполнении курсового и дипломного проектирования. Так, на факультете транспортных коммуникаций в задания на разработку курсовых и дипломных проектов включаются вопросы использования BIM-технологии и программ Revit Autodesk.

Проблематика повышения квалификации по указанным выше вопросам включает в себя три независимых направления:

- постоянное повышение квалификации специалистов строительной отрасли (раз в 5 лет) по вопросам, составляющим основу компетенции каждой конкретной служебной категории, с последующей их аттестацией;

- повышение квалификации преподавателей, которые могли бы излагать вопросы BIM-технологий и т. д. в дальнейшем на курсах повышения квалификации специалистов;

- целенаправленное повышение квалификации специалистов строительной отрасли конкретно по вопросам BIM- и CALS-технологий, линейки программ Revit Autodesk и т. д. в течение 1–2 недель в объеме 40–60 часов.

В Межотраслевом институте повышения квалификации (МИПК и ПК) БНТУ повышают квалификацию все служебные категории инженерно-технических работников всех отраслей строительства. Повышение квалификации для них проводится с отрывом от производства по очной системе в течение двух недель (72–80 часов) по вопросам, составляющим основу их служебной компетенции. Поэтому вопросы по BIM-технологиям для них не являются главенствующими. В связи с этим корректировка учебных программ с целью отражения в них вопросов BIM-технологий выполнена для наиболее востребованных служебных категорий инженерно-технических работников, для которых указанные вопросы наиболее значимы при осуществлении их служебных обязанностей. При этом откорректированы учебно-тематические планы и разделы учебных программ, где отражены вопросы BIM- и CALS-технологий, использования для этих целей линейки программ Revit Autodesk. Таким образом, подверглись корректировке программы для служебных категорий: главные инженеры и главные архитекторы проектов, главные специалисты и начальники

проектно-конструкторских отделов, начальники (директора) и главные инженеры по общестроительным работам.

Следует отметить, что по откорректированным программам повышение квалификации в МИПК и ПК БНТУ уже проводится с сентября 2013 года. Преподаватели БНТУ, ведущие дисциплины, связанные с автоматизированным проектированием зданий, прошли начальный курс повышения квалификации по вопросам BIM-технологий, программам Revit Autodesk в объеме 40 часов. Данные преподаватели участвовали в переработке и корректировке учебных программ по своим дисциплинам. Для углубления их знаний по указанным выше вопросам было запланировано несколько этапов их повышения квалификации в объеме 40–60 часов.

Исследуя проблему внедрения вопросом BIM-технологий и др. в учебно-программную документацию для переподготовки специалистов строительной отрасли, следует различать (и учитывать) два направления процесса переподготовки специалистов.

Первое направление – это переподготовка специалистов, работающих в строительной отрасли, но имеющих нестроительное высшее образование. При этом проводится их переподготовка по строительным специальностям, например, по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

Второе направление – это переподготовка специалистов с высшим техническим образованием по специальности «Автоматизация проектирования и управления в строительстве», непосредственно связанной с BIM-технологиями, изучением программных комплексов Autodesk и иных.

Задачи внедрения указанных выше вопросов в учебно-программную документацию по этим двум направлениям переподготовки решаются по-разному. Касаясь первого направления, необходимо отметить следующее. Вот уже четвертый год в МИПК и ПК БНТУ проводится обучение по переподготовке специалистов, имеющих высшее техническое образование, на специальность «Промышленное и гражданское строительство». Обучение проводится заочно в течение двух лет. По окончании слушатель переподготовки, успешно защитившему дипломную работу, вручается диплом переподготовки по специальности «ПГС». В процессе обучения слушатель изучает различные дисциплины, предусмотренные учебным планом данной специальности. Внедрение

современных IT-технологий в учебно-программную документацию переподготовки по специальности «ПГС» осуществлялось путем корректировки учебных программ по отдельным дисциплинам данной специальности, где указанные вопросы наиболее целесообразны и значимы.

Так, была откорректирована соответствующим образом учебная программа дисциплины «Основы автоматизированного проектирования в строительстве». В откорректированной программе нашли отражение вопросы интеграции стадий жизненного цикла строительного объекта на основе информационного моделирования зданий с использованием линейки программ Revit Autodesk. Практически весь объем часов (34 часа из 38 часов) для данной дисциплины отведен на изложение отмеченных выше вопросов. Реализуя знания, полученные в процессе изучения данной дисциплины, слушатели переподготовки используют их при выполнении курсовых проектов и дипломных работ. Следует отметить, что обучение слушателей переподготовки по «ПГС» по новым, откорректированным соответствующим образом рабочим программам дисциплин проводится в МИПК и ПК БНТУ, начиная с 2013 года.

Однако кардинальным решением вопроса о подготовке и переподготовке специалистов в области IT-технологий является, на наш взгляд, организация процесса переподготовки специалистов строительной отрасли по указанному направлению. Учитывая данные соображения, в МИПК и ПК БНТУ проводится организационно-методическая работа к началу учебного процесса переподготовки по специальности «Автоматизация проектирования и управления в строительстве».

Обучение планируется проводить по заочной системе в течение полутора лет. Разработаны учебный план и образовательный стандарт специальности. На переподготовку планируется принимать специалистов, имеющих высшее техническое образование. Учебным планом предусмотрено изучение таких специальных дисциплин как: основы информационного моделирования зданий, основы управления жизненным циклом здания с применением BIM-технологий, архитектурное проектирование с использованием BIM-технологий, проектирование строительных конструкций с использованием BIM-технологий, использование BIM-технологий

при проектировании инженерных сетей, автоматизация сметных расчетов, использование BIM-технологий в строительном производстве. Эти дисциплины формируют у специалиста необходимые знания по полному спектру вопросов охвата всего жизненного цикла строительного объекта на основе BIM-технологий с использованием новейших программных комплексов Аутодеск и иных.

**РАЗДЕЛ II. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ
РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**ИННОВАЦИОННАЯ ПОДГОТОВКА
ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ НА ОСНОВЕ ЕВРОПЕЙСКИХ
СТАНДАРТОВ (ЕВРОКОДОВ)**

(г. Минск, БНТУ – 30.05.2017)

УДК 624.04

**СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ МЕТОДОВ ИСПЫТАНИЯ
СТЕКЛОПЛАСТИКОВЫХ ТРУБ СОГЛАСНО
ЕВРОНОРМАМ И ГОСУДАРСТВЕННЫМ СТАНДАРТАМ**

БАРАНЧИК А. В., БАРАНЧИК В. Г.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В Центре научных исследований и испытаний строительных конструкций совместно с РУП «БЕЛНИПИЭНЕРГОПРОМ», были проведены работы по исследованию труб, произведенных компанией NOVAS (Республика Польша).

Исследование проводилось на плоских и кольцевых образцах, отобранных из труб, находившихся в эксплуатации.

Испытания плоских образцов и обработка результатов проводилось по ГОСТ 25.601–80 и PN-EN 1393–2002.

При проведении исследований по данным испытаний плоских образцов определялись:

– прочность образцов при продольном растяжении по ГОСТ 25.601 в МПа по формуле

$$\sigma_B = \frac{F}{b \cdot h} ;$$

– прочность при растяжении по PN-EN 1393 в Н/мм по формуле

$$\sigma = \frac{F_{\max}}{b} ;$$

– модуль упругости при растяжении в продольном направлении по формуле

$$E = \frac{F}{b \cdot h} \cdot \frac{l}{l} ;$$

– коэффициент Пуассона по формуле

$$\nu = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} ;$$

где F_{\max} – максимальная нагрузка при разрушении образца, Н;

b – ширина образца, мм;

h – толщина образца, мм;

l – абсолютное удлинение образца на базе измерений (20 мм);

l – база измерений (20 мм);

F – приращение нагрузки кН;

ε_1 – поперечная деформация образца на базе измерений (20 мм);

ε_2 – продольная деформация образца на базе измерений.

Для проведения исследований были изготовлены плоские образцы из труб. Вырезка образцов проводилась в продольном направлении труб. Размеры образцов составляли:

- 1) длина – 448–452 мм;
- 2) ширина – 40–42 мм;
- 3) толщина – 32,9–32,95 мм.

В процессе выполнения исследований плоских образцов проводилось их осевое нагружение растягивающей нагрузкой с контролем поперечных и продольных деформаций. Для контроля деформаций использовались тензометрические датчики деформаций на базе 20,0 мм, и тензометрическая станция АИД-4. Чувствительность измерений не ниже 10–5 единиц деформаций.

Нагружение образцов производилось в машине для испытаний на статическое растяжение Р-50М (модернизированная), которая позволяет нагружать образцы с контролируемой скоростью нагружения или перемещения захвата в ручном режиме, измерять нагрузку

с точностью до 1 % для диапазона 50 кН, 200 кН, 500 кН, с определением общего удлинения образцов. Машина имеет связь с ПК.

Общий вид образцов, при испытаниях приведен на рис. 1.

Проводилось трехкратное нагружение – разгрузка каждого плоского образца до 10 000 Н, затем производилось нагружение образца до разрушения. За критерий разрушения принимался разрыв образца.

Данные по исследуемым плоским образцам приведены в табл. 1.

Анализируя результаты испытаний плоских образцов отобранных из труб компании NOVAS, установлено, что образцы не имеют физического предела текучести и разрушаются хрупко.

Прочность образцов при растяжении в продольном направлении при обработке по ГОСТ 25.601 составляет 12,53–14,57 МПа, при обработке по PN-EN 1393 составляет 412,7–468,95 Н/мм, что больше минимальной установленной для напорных труб по PN-EN 14364 при давлении 6,0 bar равной 290 Н/мм.

Модуль упругости образцов при растяжении в продольном направлении составляет 8303,62–9536,7 МПа.



Рис. 1. Нагружение плоского образца

Таблица 1

Опытные данные по исследуемым образцам

Номер образца	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Условная маркировка (дата)	29.05.16	29.05.16	29.05.16	29.05.16	29.05.16	20.06.16	20.06.16	20.06.16	20.06.16
Ширина, мм	40,18	42,47	41,98	42,18	42,62	41,7	42,09	41,26	41,98
Толщина, мм	32,96	32,98	32,9	33	32,91	32,92	32,92	32,98	32,9
Разрушающая нагрузка, кН	17,78	19,099	20,12	19,78	18,56	17,2	17,82	17,56	17,45
Прочность при растяжении в продольном направлении по ГОСТ 25.601, МПа	13,426	13,636	14,568	14,2108	13,233	12,529	12,861	12,905	12,6345
Прочность на растяжение по PN-EN 1393 Н/мм	442,509	449,706	423,378	468,946	435,476	412,470	423,378	425,594	415,674
Модуль упругости при растяжении в продольном направлении, МПа	8873,26	8303,62	8430,59	8510,92	8344,33	9496,59	9488,359	9536,699	9028,359
Коэффициент Пуассона	0,203	0,219	0,207	0,215	0,208	0,206	0,207	0,196	0,193

В качестве образцов для проведения исследований кольцевых образцов заказчиком были представлены кольцевые образцы из трубы бывшей в эксплуатации шириной 350 мм и 500 мм, трубы не эксплуатировавшийся шириной 330 мм.

Испытания проводились PN-EN 1228 по методу В, и ГОСТ Р 55071–2012 по методу Б. При испытаниях кольцевого образца по данным методам поддерживали заданную удельную кольцевую деформацию в течении заданного интервала (2 минуты), в конце заданного промежутка времени измеряли сжимающую нагрузку. Схема испытаний приведена на рис. 2.

После проведения испытаний по определению начальной удельной кольцевой жесткости проводилось догружение до удельной кольцевой деформации по образованию трещин в соответствии с PN-EN 14364–2006. Для труб диаметром 1400 мм и номинальной кольцевой жесткостью 10 000 Н/мм² удельная кольцевая деформация по образованию трещин составляет 9 %.

Далее производилось догружение трубы до разрушения с фиксацией удельной кольцевой деформации.

Нагружение образцов проводилось при помощи гидравлических домкратов, а величина нагрузки контролировалась по образцовому манометру класса 0,4 установленного на насосной станции. Нагружающие площадки были выполнены в виде пары брусков шириной 50 мм. Деформации кольца контролировались по показаниям прогибомеров с ценой деления 0,01 мм, установленных между брусками.

Вид кольцевых образцов при испытании при различных нагрузках приведен на рис. 3–5.

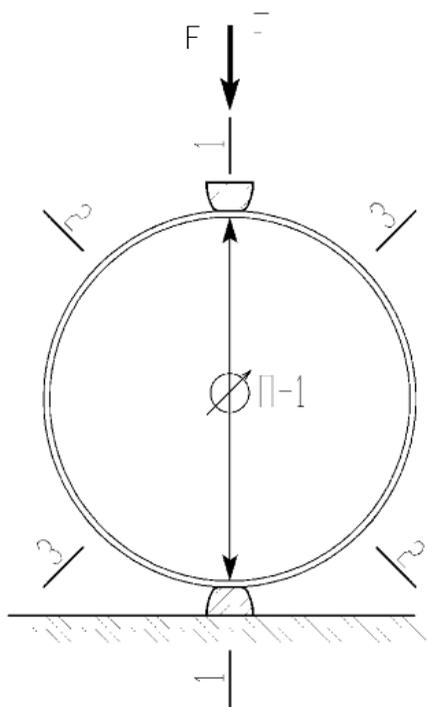


Рис. 2. Схема нагружения образца:

F – сжимающая нагрузка; 1-1, 2-2, 3-3 – испытываемые сечения;
 $\Pi-1$ – прогибомер 6ПАО для контроля деформаций образца



Рис. 3. Образец № 1 при нагрузке при удельной кольцевой деформации 3 %



Рис. 4. Характер разрушения образца № 1



Рис. 5. Характер разрушения образца № 2

При проведении исследований по данным испытаний определены:

- 1) удельная кольцевая деформация y/d_{cp} ;
- 2) начальная удельная кольцевая жесткость в Н/м^2 по формуле

$$s_0 = \frac{F \cdot t}{L \cdot y};$$

коэффициент деформации трубы по формуле

$$f = \left(1860 + \frac{25\,000 \cdot y}{d_{cp}}\right) \cdot 10^{-5},$$

Где F – сжимающая нагрузка, Н;

L – длина образца, мм;

y – деформация трубы, мм.

Данные по исследуемым образцам приведены в табл. 2.

При удельной кольцевой деформации трубы равной 9 % при выдержке в течении двух минут трещин в образцах не зафиксировано.

Разрушение образцов произошло:

– первого образца (труба эксплуатировавшаяся) произошло при нагрузке F равной 17 455 Н;

– второго образца (труба не эксплуатировавшаяся) произошло при нагрузке F равной 24 500 Н.

Таблица 2

Результаты испытаний кольцевых образцов

Образцы	№ 1 (труба эксплуатировалась)			№ 2 (труба не эксплуатировалась)		
	1-1	2-2	3-3	1-1	2-2	3-3
Сечение						
Длина L , мм	498	498	498	437	437	437
Средний диаметр d_{cp} , мм	1400	1400	1400	1400	1400	1400
Нагрузка F при $y/d_{cp} = 3 \%$, Н	8560	12 020	11 700	10 533	11 125	10 666
Коэффициент деформации трубы f	0,01935	0,01935	0,01935	0,01935	0,01935	0,01935
Деформация трубы y , мм	42	42	42	42	42	42
Начальная кольцевая жесткость S_0	7919,11	11120,05	10824,01	11104,59	11728,71	11244,80

Все средства измерений, примененные при проведении испытаний поверены в РУП БелГИМ.

Анализируя результаты испытаний кольцевых образцов отобранных из труб компании NOVAS, установлено, что:

начальная кольцевая жесткость образцов отобранных из эксплуатировавшихся труб составила 7 919,1–11 120,1 Н/м²;

начальная кольцевая жесткость образцов отобранных из не эксплуатировавшихся труб составила 11 104,6–11 728,7 Н/м²;

при удельной кольцевой деформации 9 % трещин в образцах не обнаружено;

удельная кольцевая деформация при испытании образца № 1 при разрушении составила 17,1 %;

удельная кольцевая деформация при испытании образца № 2 при разрушении составила 17,4 %.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов): ГОСТ 25.601–80. – Москва, 1981.

1. Systemy przewodów rurowych z tworzyw sztucznych do ciśnieniowej i bezciśnieniowej kanalizacji deszczowej i sanitarnej. Termoutwardzalne tworzywa sztuczne wzmocnione włóknem szklanym (GRP) na baize nienasyconej żywicy poliestrowej (UP). Specyfikacje dotyczące rur, kształtek i połączeń: PN-EN 14364:2006 (U), EN 14364:2006, IDT. – Warszawa, 2006.

2. Systemy przewodów rurowych z tworzyw sztucznych. Rury z utwardzalnych tworzyw sztucznych wzmocnionych włóknem szklanym (GRP). Oznaczanie doraznych właściwości wytrzymałościowych przy rozciąganiu wzdluznym: PN-EN 1393:2002 (U), EN 1393:1997, IDT. – Warszawa, 2002.

3. Rury z termoutwardzalnych tworzyw sztucznych wzmocnionych włóknem szklanym (GRP). Oznaczanie początkowej właściwości sztywności obwodowej: PN-EN 1228:1999 (U). – Warszawa, 1999.

УДК 624.046.2

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА РАЗРУШАЮЩЕГО МОМЕНТА ИЗГИБАЕМЫХ БАЛОК, АРМИРОВАННЫХ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ

ВОЛИК А. Р., ПОЧЕБЫТ А. А., ЧУРИЛО К. Ю.

Гродненский государственный университет им. Я. Купалы,
Гродно, Беларусь

В последние десятилетия все большую популярность для армирования железобетонных конструкций набирает арматура из композитных материалов, механические свойства которой отличаются от свойств стальной арматуры. Стержни композитной арматуры имеют более низкий модуль упругости, более высокую прочность на растяжение, чем стальные стержни, ведут себя вплоть до разрушения как идеально упругие тела, подчиняясь закону Гука.

Проведенные исследования изгибаемых композитобетонных балок в ГрГУ им. Я. Купалы [1] показали, что разрушение балок, армированных только стержнями из композитных материалов, происходило хрупко. При этом арматурные стержни не достигают своих предельных деформаций, и их высокие прочностные характеристики оказывались недоиспользованными.

В настоящее время в ряде стран существуют нормативные документы по расчету конструкций с композитным армированием: в США – ACI 440.1R-15 [2], в странах Евросоюза – fibBulletin 40 [3], в Канаде – CAN/CSA-S806-02 [4], в России – СП 63.133320.2012 [5], в Украине подготовлен проект ДСТУ-Н [6], в Италии – CNR-DT 203/2006 [7]. В Беларуси отсутствуют нормы, регулирующие производство и применение композитных материалов.

Существующие методики являются модификацией норм железобетонных конструкций со стальной арматурой: формулы для определения расчетных параметров конструкций с композитной арматурой, в целом, повторяют формулы для конструкций со стальной арматурой.

Для определения разрушающего момента можно выделить два подхода: европейский и американский. Европейский подход основывается на методе частных коэффициентов, в американском подходе используется понижающий обобщающий коэффициент надежности к величине предельного момента.

Для сопоставления методик определения предельного разрушающего момента были проведены теоретические исследования несущей способности изгибаемой композитобетонной балки размерами 60×120×1000 мм из бетона класса С25/30, армированной стеклопластиковой арматурой Ø10 АКС. Результаты расчетов (рис. 1.) показали разброс значений разрушающего момента до 60 %: минимальное значение $M_{Rd} = 1,22$ кН получено при использовании российских норм СП 63.133320.2012, максимальное $M_{Rd} = 1,98$ кН – при расчете по fibBulletin 40 [3].

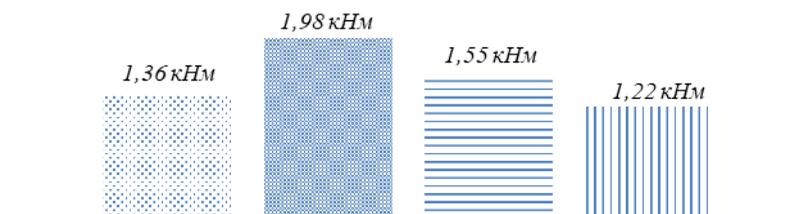


Рис. 1. Значения предельного разрушающего момента композитобетонных балок, определенных по нормативным документам разных стран

Для увеличения жесткости элемента и изменения характера разрушения конструкции предлагается применение комбинированного армирования, т. е. одновременное использование стальных и композитных материалов как арматурных стержней. Дополнительные стальные стержни могут повысить жесткость балки. Применение комбинированного армирования в изгибаемых балках позволяет получить пластическую форму разрушения опытных образцов. Были проведены многочисленные исследования [8–13] балок с различным количеством и расположением стальной и композитной арматуры (рис. 2).

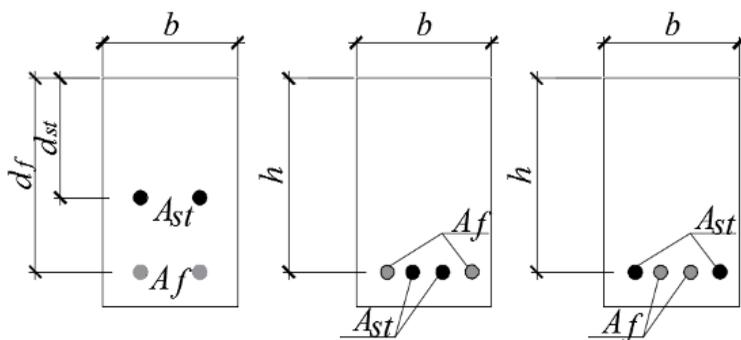


Рис. 2. Варианты комбинированного армирования изгибаемых балок [8–13]

Несмотря на изменение характера разрушения при добавлении стальных стержней, несущая способность балки с комбинированным армированием может уменьшиться из-за хрупкого разрушения при неправильном соотношении композитной арматуры к стальной. Исследования показывают, что пластический характер разрушения и минимальный прогиб достигается при соотношении стеклопластиковой арматуры к стальной от 1 до 2,5 [8].

В исследованиях, проводимых в Юго-западном университете г. Нанкин (Китай) [9], для определения теоретического значения разрушающего момента с комбинированным армированием использовались формулы расчета железобетонных конструкций по ACI318M-02 [14], но с применением эффективного коэффициента армирования и прочности только композитной арматуры:

$$M = \phi \rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1,7 f_c} \right), \quad (1)$$

где $\rho = \frac{A_s m + A_f}{bd} = \rho_s m + \rho_f$;

$$m = \frac{f_y}{f_u}.$$

Большинство исследователей для расчета балок с комбинированным армированием используют американские нормы проектирования с композитным армированием [10–12], где принимаются следующие основные допущения:

- деформации в сечении изменяются по линейному закону;
- напряжения растянутого бетона не учитываются;
- нелинейный профиль эпюры напряжений бетона моделируется эквивалентной прямоугольной эпюрой напряжений.

Напряжения стальной арматуры и композитных стержней получены из их соответствующих диаграмм «напряжения–деформации». Положение нейтральной оси и величина предельного разрушающего момента определяются из уравнения равновесия сил.

В исследованиях, проведенных в Юго-западном университете г. Нанкин (Китай), предельный разрушающий момент для балок с комбинированным армированием определяется по формуле (2):

$$M_n = f_c b h_0^2 \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right);$$

$$\xi = \frac{A - B + \sqrt{(A - B)^2 + 3,2B}}{2}; \quad (2)$$

$$A = \frac{f_y \rho_s}{f_c}; \quad B = \frac{0,0033 E_f \rho_f}{f_c}.$$

В исследованиях, проводимых в университете Тунцзи в г. Шанхай (Китай) [11], для балок с комбинированным армированием выделены три типичные формы разрушения:

тип I: балки разрушаются по сжатию бетону, стальные стержни не достигают предела текучести, а напряжение в композитной арматуре малы;

тип II: балки теряют несущую способность из-за разрушения бетона в зоне сжатия после того как стальные стержни достигли предела текучести, деформации композитных стержней не достигли своих предельных значений;

тип III: балки теряют несущую способность из-за разрыва композитных стержней. Стальные стержни достигают предельных деформаций, бетон не разрушается.

Тип I и III не допускаются из-за хрупкого характера разрушения.

Тип разрушения определяется соотношением величин сбалансированного коэффициента армирования и процента армирования: при $\rho_s > \rho_{sb}$ возникает I тип разрушения; при $\rho_f < \rho_{fb}$ – тип III; при $\rho_f > \rho_{fb}$ и $\rho_s < \rho_{sb}$ возникает II тип. Для каждого типа разрушения были выведены формулы для определения предельного разрушающего момента.

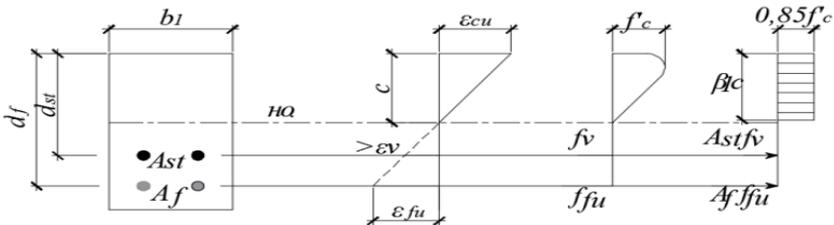
В исследованиях, проводимых в г. Гонконг [12], также предложены три формы разрушения: 1 – разрушение по композитной арматуре; 2 – разрушение по стальной арматуре; 3 – разрушение по сжатой зоне. Форма разрушения определяется графически в зависимости от отношения величины рабочей высоты для стальной арматуры d_{st} к рабочей высоте композитной арматуры d_f и величины предельных деформаций арматуры. Для двух областей (при разрушении по растянутой композитной или растянутой стальной

арматуре) были составлены уравнения равновесия внутренних сил (рис. 3.) и выведены формулы (3) для определения высоты сжатой зоны и предельного разрушающего момента:

$$M = 0,85 f'_c \beta_2 c b \left(c - \frac{\beta_2 c}{2} \right) + A_{st} f_y (d_{st} - c) + A_f f_{fu} (d_f - c), \quad (3)$$

где $c = \frac{A_{st} f_y + A_f f_{fu}}{0,85 f'_c \beta_2 b}$.

a



б

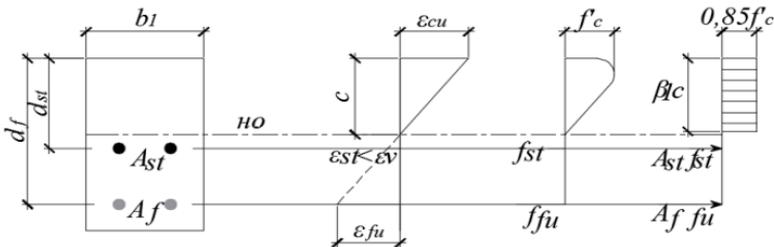


Рис. 3. Баланс внутренних сил:

a – при разрушении по композитной арматуре; *б* – при разрушении по композитной арматуре

Для анализа существующих методик расчета изгибаемых балок с комбинированным армированием были проведены теоретические исследования определения предельного разрушающего момента по данным экспериментальных исследований, проведенных в БрГТУ [13] и г. Нанкин (Китай) [8]. При определении предельного разрушающего момента были использованы фактические

геометрические характеристики балок и механические характеристики материалов (табл. 1.).

Таблица 1

Характеристики опытных образцов

	Размеры поперечного сечения	f_c , МПа	Характеристики композитной арматуры			Характеристики стальной арматуры	
			A_f , мм ²	f_f , МПа	E_f , МПа	A_s , мм ²	f_s , МПа
Образец № 1 [13]	120×190	29,2	50,3	960	36000	157,1	435
Образец № 2 [8]	280×380	41,3	283,5	558	55000	981,7	336

В результате расчетов по методике [9], основанной на методике для железобетонных конструкций, предельный разрушающий момент составил для опытного образца № 1 и № 2 78 % и 97 % от экспериментального, соответственно. Теоретический предельный разрушающий момент [10] составил для опытного образца № 1 59 % и от экспериментального, для опытного образца № 2 126 % от экспериментальной. Предельный разрушающий момент, просчитанный по методике, приведенной в исследовании [11] меньше экспериментального значения на 3,2 – 0,01 % (рис. 4).

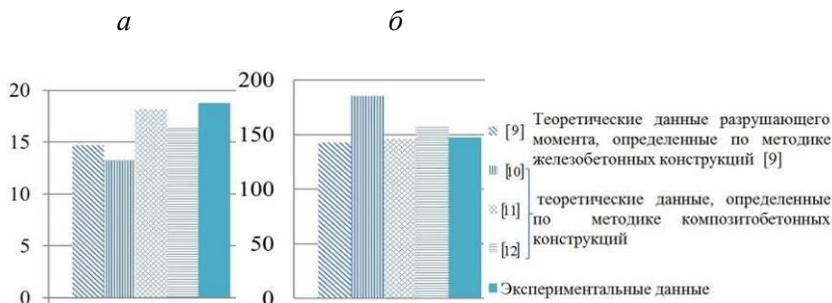


Рис. 4. Предельный разрушающий момент:
а – опытного образца № 1; б – опытного образца № 2

Проведенные теоретические исследования указывают на несовершенство методов расчета при армировании изгибаемых балок с использованием композитной арматуры.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Волик, Е. К. Сравнительный анализ работы изгибаемых балок, армированных металлической и стеклопластиковой арматурой / Е. К. Волик // Традиции, современные проблемы и перспективы развития строительства: Сборник научных работ; ГрГУ им. Я. Купалы. Гродно, 2015. – С. 24–27.
2. Мерват Хишмах. Прочность и деформативность изгибаемых элементов из тяжелого бетона, армированных стеклопластиковой и стальной арматурой / Мерват Хишмах, Д. Р. Маилян, П. П. Польской, А. М. Блягоз // Новые технологии. – 2012. – № 4. – С. 116–121.
3. Lau, D. Experimental study of hybrid FRP reinforced concrete beams / D. Lau, H.J. Pam // Eng. Struct. – 2010. – № 32. – P. 3857–3865.
4. Ge, W. Experimental Study on the Flexural Behavior of Concrete Beam Hybrid Reinforced with FRP Bars and Steel Bars / W. Ge, J. Zhang, H. Dai, Y. Tu // Advances in FRP Composites in Civil Engineering. – 2011. – № 1. – P. 301–303.
5. Yinghao, L. Arrangement of hybrid rebars on flexural behavior of HSC beams/ L. Yinghao, Y. Yong // Composites Part B: Engineering. – 2013. – № 45. – P. 22–31.
6. Leung, H. Y. Flexural capacity of concrete beams reinforced with steel and fibre-reinforced polymer (FRP) bars/ H. Y. Leung // Journal of Civil Engineering and Management. – 2010. – № 3. – P. 209–215.
7. Тур, В. В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В. В. Тур, В. В. Малыха // Вестник Полоцкого государственного университета. – 2013. – № 8. – С. 58–65.
8. Guide for the Design and Construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars: ACI 440.1R-15 – Farmington Hills: MI. ACI, 2015. – 88 p.
9. FRP reinforcement in RC structures. Technical report TG9.3: fib bul. 40 – Lausanne, Switzerland: fib, 2007 – 151 p.
10. Design and Construction of Building Components with Fibre Reinforced Polymers: CAN/CSA–S806–02 – Toronto, Ontario, Canada: CSA, 2002. – 97 p.

11. Конструкции з бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования: СП 63.13330.2012 – Москва: Минрегион России, 2013. – 94 с.

12. Настанова з проектування та виготовлення бетонних виробів і конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальтового і скло ровінгів: ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 – Киев, Минрегион Украины, 2011. – 28 с.

13. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars: CNR-DT 203/2006 – Rome, Italy, CNR 2006. – 38 p.

14. ACI 318M-02. Building code requirements for structural concrete. Michigan (USA): AmericanConcreteInstitute (ACI), Committee 318; 2002. – 443 p.

УДК 624.04

МЕТОДЫ РАСЧЕТА СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ПЛИТ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ С УЧЕТОМ НЕУПРУГОЙ РАБОТЫ МАТЕРИАЛА

ВОЛОДИН А. Ю., РАК Н. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Аннотация. В данной статье описываются некоторые методы расчета сталефибробетонных плит на упругом основании, учитывающие неупругую работу материала. Рассмотрены методики расчета по TR 34 [1], DBV [5], некоторые другие методики.

Необходимость учета неупругой работы сталефибробетона. Во многих случаях индустриальные полы проектируются в предположении упругой работы материала и отсутствия трещин в сечении. В этом случае невозможно учесть несущую способность сталефибробетонной плиты пола в стадии после образования трещин. Соответственно, невозможно определить рост надежности конструкции в результате введения в стальной фибры.

Лабораторные испытания сталефибробетонных плит на упругом основании при действии сосредоточенных сил показали, что введение

фибры в бетонную конструкцию практически не оказывает влияния на образование трещин, т. е. до момента трещинообразования конструкция работает, как бетонная. Тем не менее, предельная нагрузка, воспринимаемая плитой, может на 60% превышать нагрузку, при которой образовалась первая трещина.

Наиболее известные подходы к учету неупругой работы сталефибробетона изложены в теории Мейергофа и методологии Лосберга, основанной на теории линий разрушения. Эти подходы реализованы в TR 34 [1] (Великобритания) и DBV [5] (Германия).

Методика расчета TR 34 [1]. При расчете по рассматриваемой методике предполагается, что предельное состояние наступает при появлении трещины на верхней поверхности плиты. В этом случае положительные моменты воспринимаются сталефибробетонным сечением с трещиной, в то время как отрицательные моменты воспринимаются сечением в отсутствие трещин (рис. 1).

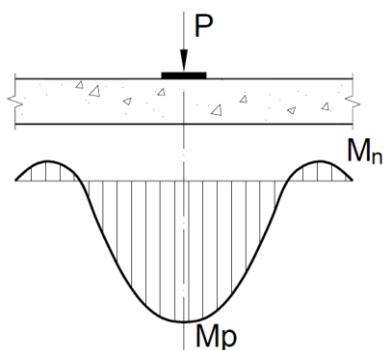


Рис. 1. Распределение изгибающих моментов в плите на упругом основании при действии сосредоточенной нагрузки

То есть растягивающие напряжения, вызванные действием отрицательного момента, не должны превышать прочность неармированного бетона на растяжение.

Таким образом, предельный момент, воспринимаемый плитой, с учетом перераспределения усилий определяется, как

$$M_0 = M_n + M_p.$$

Соответственно, зависимость между M_0 и приложенной сосредоточенной силой P :

$$\frac{M_0}{P} = f\left(\frac{c}{l}\right),$$

где c – радиус площадки приложения нагрузки;

l – радиус относительной жесткости.

При использовании модели основания Винклера радиус относительной жесткости l определяется, как

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)k}},$$

где E – модуль упругости бетона;

μ – коэффициент Пуассона бетона;

k – коэффициент постели основания;

h – толщина плиты.

При использовании модели упругого полупространства

$$l = \sqrt[3]{\frac{Eh^3(1-\mu_s^2)}{6(1-\mu^2)E_s}},$$

где E_s и μ_s – модуль упругости и коэффициент Пуассона основания.

Для учета несущей способности плиты после образования трещин в расчет вводится такой параметр, как коэффициент эквивалентной изгибной прочности $R_{e,3}$. В этом случае значение положительного изгибающего момента в сечении при разрушении определяется как

$$M_p = \frac{f_{ctk, fl}}{\gamma_c} R_{e,3} \frac{h^2}{6}.$$

Ввиду того, что отрицательный момент в сечении не должен вызывать образование трещин, то его значение при разрушении определяется, как для неармированного бетона:

$$M_p = \frac{f_{ctk, fl}}{\gamma_c} \cdot \frac{h^2}{6}.$$

В приведенных формулах $f_{ctk,fl}$ – значение нормативной изгибной прочности, γ_c – частный коэффициент безопасности по материалу.

Окончательно, имеем

$$M_0 = M_n + M_p = (1 + R_{e,3}) \frac{f_{ctk,fl}}{\gamma_c} \cdot \frac{h^2}{6}.$$

Методика расчета DBV [5]. Напряжения в сечении конструкции определяются в предположении упругой работы материала.

Если в конструкции не допускается образование трещин, то действующие напряжения не должны превышать значение изгибной прочности бетона (без учета фибрового армирования), т. е.

$$\frac{M_u}{W_0} \leq \text{cal}\beta_{BZ},$$

где M_u – изгибающий момент в сечении;

W_0 – момент сопротивления сечения;

$\text{cal}\beta_{BZ}$ – изгибная прочность бетона.

Если же в конструкции предполагается образование трещин, то действующие напряжения определяются с учетом уменьшенной жесткости в сечении с трещиной и полной жесткости в сечениях между трещинами. Условие прочности имеет вид

$$\frac{M_u}{W_0} \leq \text{nom}\beta_{BZ},$$

где $\text{nom}\beta_{BZ}$ – эквивалентная изгибная прочность сталефибробетона, определенная по результатам стандартных испытаний.

Некоторые другие методики. Отдельные исследования предлагают определять требуемую толщину сталефибробетонной плиты, исходя из толщины бетонной плиты с той же несущей способностью, следующим образом:

$$h_{sffc} = \frac{h_{pcc}}{\sqrt{(1 + R_{e,3})}},$$

где h_{sffc} – толщина сталефибробетонной плиты;

h_{pcc} – толщина бетонной плиты.

То есть предполагается, что эквивалентная изгибная прочность сталефибробетона равна $(1 + R_{e,3})f_{ctk,fl}$.

Похожий подход был использован в IRC: SP: 46–1997 [3] (индийский нормативный документ по проектированию дорог):

$$h_{sfrc} = h_{pcc} \sqrt{\frac{f_{pcc}}{f_{sfrc}}},$$

где f_{pcc} – изгибная прочность бетона;

f_{sfrc} – изгибная прочность сталефибробетона.

Выводы

При проектировании сталефибробетонных конструкций для получения требуемых показателей прочности, долговечности, экономичности необходим учет неупругой работы материала в стадиях после образования трещин. Необходима дальнейшая разработка оптимальных методик расчета и конструирования таких конструкций.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Concrete industrial ground floors – A guide to design and construction: Concrete Society Technical Report No. 34 / Etienne Alexander, Mike Amodeo, Malcolm Bailey. – The Concrete Society, 2003. – 148 pp.
2. Elsaigh, W.A. A Comparative Evaluation of Plain and Steel Fiber Reinforced Concrete Ground Slabs / W.A. Elsaigh. – University of Pretoria. – Pretoria, 2001. – 154 pp.
3. IRC: SP: 46-1997. Steel Fibre Reinforced Concrete for Pavements.
4. Nayar, Sunitha K. On the design of steel fibre reinforced concrete pavements and slabs-on-grade / Sunitha K. Nayar, Ravindra Gettu. – BEFIB 2012. – Guimaraes, 2012. – 10 pp.
5. Technical rule. DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton, Industriefussboden, 1996.
6. Vitt, Gerhard. Steel fibre concrete industrial floors: Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete / Gerhard Vitt. – RILEM TC 162-TDF Workshop. – Bochum, 2003. – 8 pp.

АНАЛИЗ ЕВРОПЕЙСКИХ НОРМ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ДАВЫДОВ Е. Ю.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь.

В статье [1] был сделан анализ следующих европейских норм: ТКП EN1990 и нагрузочных Еврокодов ТКП EN 1991. В результате проведенного анализа было установлено, что эти Еврокоды не соответствуют или противоречат нормативной документации, действующей на территории Республики Беларусь по следующим положениям:

- составление расчетных сочетаний нагрузок;
- существенное увеличение значений коэффициентов перехода от нормативных (характеристических) нагрузок к расчетным;
- отсутствие коэффициентов, учитывающих условия эксплуатации конструкций и степень ответственности зданий и сооружений;
- не учет положительного влияния геометрической нелинейности на усилия в конструктивных формах;
- использование терминологии, не употребляемой в Республике Беларусь.

На основании проделанного анализа были сделаны следующие выводы:

- указанные еврокоды не могут быть применены на территории Республики Беларусь без нарушения нормативных документов, действующих в Республике Беларусь;
- внедрение еврокодов повлечет увеличение металлоемкости стальных конструкций на 25–30 %.

Данная статья написана по результатам анализа разделов европейских норм, непосредственно относящихся к проектированию стальных конструкций: ТКП EN 1993-1-1 «Проектирование стальных конструкций. Общие положения» и ТКП EN 1993-1-8 «Проектирование стальных конструкций. Расчет соединений».

Прежде всего, следует сказать о материалах. В п. 3.2.3(1)Р ТКП EN 1993-1-1 записано: «материал должен иметь достаточную ударную вязкость, чтобы исключить хрупкое разрушение растянутых элементов при самой низкой температуре эксплуатации». Здесь необходимо обратить внимание на то, что в европейских нормах пункты, обозначенные буквой «Р» являются основными принципами, для которых не допускаются альтернативные варианты. Применительно к климатическим условиям Республики Беларусь, самая низкая температура, согласно СНБ 2.04.02 для Минской и Витебской областей составляет минус 41 °С, для Могилевской области – 40 °С, для Брестской, Гродненской и Гомельской областей – 38 °С. Требования для сжатых элементов стальных конструкций содержатся в п. 3.2.3(3)В: «для элементов здания, работающих на сжатие, должно быть установлено минимальное значение ударной вязкости».

В настоящее время в РБ вместо ГОСТ 27772–88 введен ГОСТ 27772–2015 (указанный ГОСТ принят также в России и на Украине). Именно по этому ГОСТ поставляется фасонный и листовой прокат используемый для изготовления стальных конструкций в Республике Беларусь. В новом ГОСТ, как и в европейских нормах, приводится ударная вязкость, определяемая на образцах с V-образным надрезом (КCV). В ГОСТе 27772–88 ударная вязкость определялась на образцах с U-образным надрезом). В новом ГОСТ 27772–2015 ударная вязкость для фасонного и листового проката из сталей С235 и С345К вообще не нормируется. Для стали С245 ударная вязкость нормируется, но только при температуре +20° и при 0 °С, для стали С255 при температуре +20°, 0° и при –20°, для фасонного проката из стали С345 и С355 только при температуре –20°С, а для листового проката из тех же сталей при температуре – 20° и при – 40 °С. Указанные стали являются наиболее применяемыми для изготовления стальных конструкций в Республике Беларусь. Фасонный прокат имеет нормированный показатель по КCV при температуре –20° и –40 °С только из стали С390. Нормируемый показатель по КCV при температуре –40° и –60 °С имеет только листовой прокат и только из сталей высокой прочности (С390 и более). Здесь также следует отметить, что весь стальной прокат толщиной менее 4мм не имеет нормированных показателей по КCV. А стали класса прочности С355 и выше не имеют этих показателей уже при толщинах менее 8 мм.

Из сделанного анализа следует:

– полностью исключается из применения в Республике Беларусь стали С235 и С345К;

– фасонный прокат из сталей С245, С255, С345, С355 и С355-1 может применяться только в отопляемых помещениях, при этом толщина проката для сталей С245, С255 и С345 должна быть не менее 4 мм и не менее 8 мм для сталей С355 и С355-1;

– для конструкций эксплуатируемых на открытом воздухе может применяться фасонный прокат только из стали С390 и толщиной не менее 8 мм. Также на открытом воздухе может быть использован листовой прокат из стали С345, но при толщине не менее 4 мм и из стали С355 и других сталей с более высокой прочностью, но только при толщине не менее 8 мм. При этом фасонный прокат из стали С390 и листовой прокат из сталей С345 и С355 может быть применен для стальных конструкций эксплуатируемых на открытом воздухе только в Могилевской, Гродненской, Гомельской и Брестской областях, то есть там, где самая низкая температура не опускается ниже -40° .

В отличие от европейских норм СНИП II-23-81* «Нормы проектирования Стальные конструкции» допускает применение сталей без нормируемых показателей по ударной вязкости. Такие стали допускается применять во всех областях, кроме конструкций, относящихся к первой группе, а также во всех климатических районах, где температура наиболее холодной пятидневки не опускается ниже -50° С (в Республике Беларусь температура наиболее холодной пятидневки не опускается ниже -30° С). По европейским нормам, как было отмечено выше, применение сталей без соответствующих нормируемых показателей по ударной вязкости не допускается.

Классификация сечений, приведенная в таблице 5.2 ТКП EN 1993-1-1 вызывает следующие замечания:

1. Во-первых, не понятны последствия классификации поперечных сечений на 1-й и 2-й классы, так как дальнейший анализ показывает, что расчет этих сечений ничем не отличается;

2. Кроме того, в этой таблице отсутствуют указания по определению наибольших отношения высоты стенки к толщине для такого широко распространенного профиля как швеллер, особенностью которого по сравнению с профилями приведенными в т. 5.2 является не совпадение центра изгиба с центром тяжести;

3. Предельные отношения высоты стенки к толщине для изгибаемых элементов назначены без учета локальных напряжений и уровня касательных напряжений;

4. При назначении предельных отношений ширины пластинок, образующих сечения, к их толщине для сжатых и внецентренно сжатых элементов не используется принцип равноустойчивости, а именно: местная устойчивость пластинок, образующих сечение элемента, должна быть увязана с общей устойчивостью всего элемента. Не учет этого принципа приводит к увеличению металлоемкости сжатых и внецентренно сжатых конструктивных форм. Например, для центрально сжатых элементов из стали С235 отношение этих величин, при котором в расчетах используется полная площадь стенки, составляет 42. То же самое отношение, но вычисленное по СНиП и с учетом гибкости элемента в пределах 60–120 составляет 56,9–77,9. То есть по еврокоду при указанных отношениях толщину стенки нужно увеличивать в 1,35–1,85 раза, что повлечет увеличение металлоемкости таких конструкций.

Раздел 6.3.1.4 «Гибкость при крутильной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости» представлен в неполном объеме. Известно, что для наиболее распространенных профилей (двутавровых и замкнутых) крутильная и изгибно-крутильная формы потери устойчивости не являются определяющими. Поэтому здесь следует указать области указанных форм потери устойчивости в зависимости от типа сечения, от расположения центра изгиба, от расчетной длины и концевых закреплений. Изгибно-крутильная форма потери устойчивости имеет место при небольших гибкостях. Например, исходя из имеющихся исследований [4] для центрально сжатых элементов крутильная форма потери устойчивости для профилей, где центр изгиба не совпадает с центром тяжести может наступить только при гибкостях меньше 60. По ТКП EN 1993-1-1 имеются также другие замечания:

- не приведены аналитические зависимости по расчету открытых профилей с планками и по определению соответствующих критических сил для таких конструктивных решений;

- не оговорены условия расчета изгибаемых элементов в упруго-пластической стадии при наличии зон чистого изгиба;

- не ограничивается гибкость, что может привести к значительным искривлениям этих элементов под действием случайных нагрузок

и собственного веса, что в свою очередь, приведет к искажению напряженных состояний этих элементов.

В ТКП EN 1993-1-8 «Проектирование стальных конструкций. Расчет соединений» есть два главных отличия от СНиП.

1. Расчет сварных соединений выполняется только по продольному сечению шва, расчет по границе сплавления не выполняется. Пятьдесят лет назад расчет сварных соединений в СССР также выполнялся по одному сечению. Однако на основании результатов эксплуатации и результатов экспериментальных исследований, было принято решение выполнять расчет по двум сечениям: по сварному шву и по границе сплавления. При расчете по шву проверяется прочность наплавленного металла, а при расчете по границе сплавления прочность металла в околошовной зоне. Это решение представляется вполне обоснованным, т.к. основной металл в околошовной зоне меняет свои свойства и в не лучшую сторону (укрупняются зерна, появляется внутреннее напряжение, значения и направления которых невозможно предсказать).

2. При проверке прочности сварных соединений механические характеристики сварных материалов никоим образом не учитываются (см. формулу (4.1)). Это связано с тем, что характеристики наплавленного металла должны соответствовать или быть выше характеристик основного металла (см. п. 4.2(2).) Сопоставление механических характеристик электродов с покрытием, поставляемых по ГОСТ 9467, с механическими характеристиками сталей, для сварки которых применяются эти электроды показывает, что ни по относительным удлинениям, ни по ударной вязкости наплавленный металл не соответствует характеристикам основного металла, т. е. согласно п. 4. 2(2) ТКП EN 1993-1-8 применять эти электроды нельзя. Делать такое же сопоставление по сварочным проволокам, поставляемым по ГОСТ 2246 не представляется возможным, так как по ГОСТ 2246 гарантируется только временное сопротивление. Но поскольку предел текучести, относительное удлинение и ударная вязкость не гарантируются, поэтому сварочные проволоки по ГОСТ 2246 не отвечают требованиям ТКП EN 1993-1-8 и их применение становится невозможным.

Другие замечания по Еврокоду 1993-1-8.

1. Нет аналитических выражений, определяющих взаимосвязь расчетных геометрических размеров сечения сварного шва (глубину

проплавления) и технологических параметров сварки. Поэтому при визуальном контроле толщина углового шва будет всегда приниматься равной высоте треугольника, вписанного во внешнюю часть сварного шва, т. е. без учета глубины проплавления.

2. Есть неопределенности в определении типа сварного шва. Если сопоставить определение швов, приведенных в ТКП EN 1993-1-8 и типы сварных швов, приведенные СТБ ИСО 17659, то одни и те же швы можно считать как стыковыми, так и угловыми.

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

4. При назначении толщины сварных швов не учитываются толщины соединяемых элементов, т. е. не учитывается возможная концентрация напряжений.

5. Согласно этому ТКП протяженность сварных швов ограничивается только в нахлесточных соединениях (см. п. 4.11(1)). Но аналогичные ограничения должны быть и в тавровых соединениях при сосредоточенных торцевых усилиях.

6. Из п. 4.3.2. 2(4) следует, что в нахлесточных соединениях прерывистые сварные швы не могут быть использованы.

При анализе болтовых соединений, прежде всего, следует отметить, что в ТКП EN 1993-1-8 не учитывается класс точности болтов, вид нагрузки и температура эксплуатации. Если определить несущую способность одного обычного болта на срез и несущую способность соединяемых элементов на смятие, приходящуюся на один болт, то получаются следующие результаты: несущая способность на срез по СНиП окажется примерно в 1,4 раза меньше, чем по Еврокоду, а несущая способность на смятие по СНиП оказывается примерно в два раза больше того же параметра по Еврокоду. Столь существенная нестыковка не может быть принята априори, здесь должны быть проведены серьезные экспериментальные исследования. Такая же нестыковка и по соединениям на высокопрочных болтах. Если сопоставить несущую способность фрикционного соединения по СНиП и Евронормам, то по Еврокоду она получается в 1,2 раза больше. Это также вопрос, требующий серьезного экспериментального подтверждения.

По ТКП EN 1993-1-8 во фрикционных соединениях несущая способность определяется не только силами трения между соединяемыми элементами, но и несущей способностью болтов на срез и несущей способностью соединяемых элементов на смятие, т. е. запускается сдвиг соединяемых элементов относительно друг друга. Здесь следует иметь в виду, что во фрикционных соединениях разность диаметров отверстий и болтов может достигать до 6 мм, т. е. вполне возможно не равномерное распределение сдвигающего усилия между болтами и поэтому не обоснованно определять несущую способность соединения, как сумму несущих способностей болтов на срез или как сумму несущих способностей соединяемых элементов на смятие (см. п. 3.7).

В п. 3.9.3 ТКП EN 1993-1-8 допускается использовать смешанные соединения: сварка плюс высокопрочные болты. С этим трудно согласиться, т.к. сварка за счет сварочных напряжений и деформаций может существенно ослабить плотность контакта соединяемых деталей, и тем самым уменьшить несущую способность соединения, определяемую силами трения. Кроме того, сварка, сопровождаемая высокой температурой, может существенно изменить результаты предварительной обработки контактных поверхностей соединяемых элементов.

Выводы

1. Еврокоды ТКП EN 1993-1-1 и ТКП EN 1993-1-8 не могут быть внедрены на территории Республики Беларусь без нарушения принципов и правил предусмотренных в этих еврокодах.

2. При использовании ТКП EN 1993-1-1 исключается из применения наиболее распространенный фасонный и листовой прокат, поставляемый по ГОСТ 27772–2015.

3. Согласно ТКП EN 1993-1-8 покрытые электроды по ГОСТ 9467 и сварочные проволоки по ГОСТ 2246 не могут быть использованы при изготовлении и монтаже стальных конструкций.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ:

1. Давыдов Е. Ю. К вопросу применения Европейских норм для расчета строительных конструкций // Сб. статей по мат. Международной научно-технической конференции. – Минск: БНТУ, 2016. – С. 189–195.

2. Строительная климатология : СНБ 2.04.02–2000.
3. Металлы. Методы испытания на ударный изгиб при пониженной, комнатной и повышенной температурах (с изменениями №1, 2) : ГОСТ 9454–78.
4. Давыдов Е. Ю. К вопросу увеличения крутильной жесткости открытых профилей //ж. ПГС № 1. – 2010. – С.12–13.

УДК 693.22

СОПРОТИВЛЕНИЕ ВЕТРОВЫМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ ПОЭТАЖНО ОПЕРТОГО МНОГОСЛОЙНОГО СТЕНОВОГО ОГРАЖДЕНИЯ С ОБЛИЦОВОЧНЫМ СЛОЕМ В СВЕТЕ ТРЕБОВАНИЙ ЕВРОКОДА 6

ДЕРКАЧ В. Н., ДЕМЧУК И. Е.

Филиал РУП «Институт БелНИИС» – Научно-технический центр,
Брест, Беларусь

В практике современного домостроения широкое распространение получили многоэтажные здания с монолитным железобетонным каркасом, в которых наружные и внутренние стены возводятся из мелкоштучных кладочных изделий с опиранием на диски перекрытий в пределах каждого этажа. Наружные стены таких зданий часто возводят по технологии многослойной кладки с облицовочным слоем из керамического или силикатного кирпича. Последний крепится к основному слою стены с помощью гибких анкерных связей. Между основным и облицовочным слоями кладки располагается воздушный зазор и слой эффективной теплоизоляции. Указанные стены выгодно отличаются от однослойных стен по теплостойкости, акустическим свойствам, пожарной безопасности и долговечности.

Конструктивное решение многослойных стен с наружной облицовкой кирпичом было разработано ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и представлено в рабочих чертежах серии 2.130-8 (выпуски 0 и 1), выпущенной в 1988 г. В этой серии не было предусмотрено поэтажное опирание наружных стен, а высота зданий со стенами из облегченной кладки ограничивалась пятью этажами. Массовое

строительство зданий с монолитным каркасом потребовало новых, более эффективных с точки зрения теплопередачи и адаптированных к требованиям высотного строительства конструктивных решений стенового ограждения. При этом действующие нормы по проектированию каменных и армокаменных конструкций СНиП II-22-81 не содержали указаний по проектированию таких стен [1].

Основной слой поэтажно опертых многослойных стен воспринимает воздействия от собственного веса, веса утеплителя, и ветровые воздействия. Последние передаются на основной слой стены через анкерные связи от облицовочного слоя кладки. Облицовочный слой, в свою очередь, подвергается ветровым, температурно-влажностным воздействиям и воздействиям собственного веса. Устойчивость многослойных стен из плоскости обеспечивается анкерными связями, с помощью которых основной слой стены сопрягается с конструкциями каркаса. Сопряжение стен с каркасом чаще всего выполняется шарнирным и может осуществляться по двум, трем или четырем сторонам. От способа сопряжения многослойных стен с каркасом существенно зависит величина изгибающих моментов, возникающих в облицовочном и основном слоях многослойной стены, а также усилий в анкерных связях [2].

Следует отметить, что в соответствии со СНиП II-22-81 проектирование элементов каменных конструкций, работающих на изгиб по неперевязанному сечению, не допускается. При этом в поэтажно опертых стенах многоэтажных каркасных зданий, ввиду незначительных значений сжимающих напряжений, при ветровых воздействиях растягивающие напряжения в кладке возникают в двух ортогональных плоскостях, что противоречит СНиП II-22-81.

Еврокод 6 предлагает два подхода к расчету каменных стен при действии равномерно распределенной нагрузки, перпендикулярной их плоскости. В первом случае расчетная схема стены строится из предположения, что в ее толще реализуется арочный эффект (рис. 1). Очевидно, что данную расчетную схему можно применять в случае опирания стены на колонны или диафрагмы жесткости каркаса при одностороннем действии горизонтальной нагрузки.

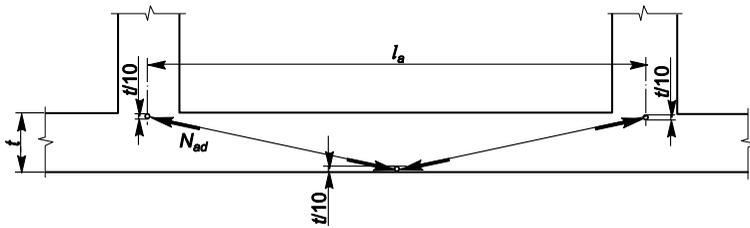


Рис. 1. Расчетная модель стены в виде арки

Во втором случае каменные стены рассматриваются как пластины, опертые по трем или четырем сторонам, изгибающие моменты в которой в зависимости от соотношения размеров стены определяются с помощью таблиц приложения Е.

Указанные расчетные модели имеют свои ограничения. Их можно применять при расчете сплошных стен толщиной не более 250 мм прямоугольной формы при ограниченном соотношении габаритных размеров и нагруженных равномерно распределенной по площади нагрузкой. С помощью данных моделей нельзя оценить значения усилий, возникающих в связевых элементах, соединяющих стены с конструкциями каркаса.

Расчет стен сложной формы или с проемами Еврокод 6 рекомендует выполнять по признанным методам расчета моментов в плитах, например МКЭ или методом предельного равновесия, с учетом анизотропии каменной кладки.

Расчетная модель каменного заполнения, основанная на МКЭ, должна позволять прикладывать нагрузку в двух направлениях. Нагрузка от собственного веса, веса штукатурных слоев, а также температурно-влажностные воздействия действуют в плоскости стены, в то же время как переменные ветровые и линейные нагрузки прикладываются перпендикулярно плоскости стены.

Каменная кладка обычно моделируется пластинчатыми конечными элементами (КЭ). При этом анизотропию деформационных характеристик кладки допускается не учитывать [3]. Рекомендуется сгущать сетку КЭ в зонах установки связевых элементов, оконных или дверных проемов. Связевые элементы должны позволять передавать горизонтальную нагрузку действующую перпендикулярно плоскости стены, на каркас, при этом передача нагрузки от каркаса на стену в ее плоскости через связи должна быть исключена.

В соответствии с этим принципом в КЭ модели стены осуществляются узловое опорные закрепления, которые следует располагать в местах установки связевых элементов. Расчетная модель стены, основанная на МКЭ приведена на рис. 2, *а*.

Если опирание каменного заполнения осуществляется только по верхней и нижней граням, или длина стены в два раза превышает ее высоту, то при статическом расчете заполнение можно рассматривать, как однопролетную шарнирно опертую балку (рис. 2, *б*).

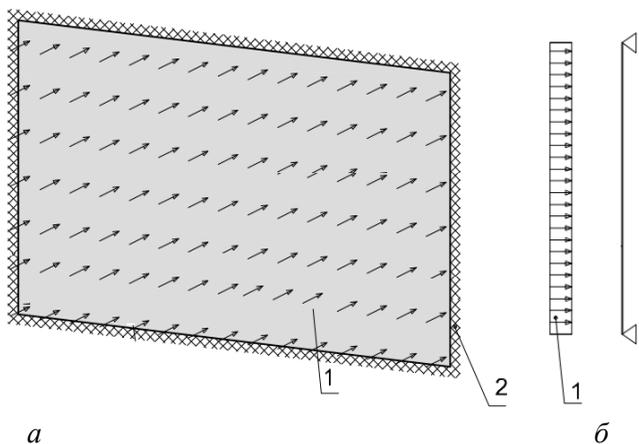


Рис. 2. Расчетные модели стены:

а – стена, опертая по трем или четырем сторонам; *б* – стена, опертая по верхней и нижней граням:

1 – ветровая нагрузка; 2 – закрепление грани стены из плоскости (свободная грань, жесткая заделка или точечное шарнирное опирание)

Согласно Еврокоду 6, проверка предельного состояния несущей способности многослойной стены проводится отдельно для облицовочного и основного слоев из условия, по которому расчетные значения изгибающих моментов в слоях стены M_{Ed} не должны превышать расчетных значений сопротивления изгибу M_{Rd} . При этом расчетные значения сопротивлений анкерных связей, соединяющих слои стены, а также закрепляющих основной слой стены к конструкциям каркаса N_{Rd} должны быть не менее соответствующих расчетных значений усилий, возникающих в анкерных связях при ветровых воздействиях в применяемом расчетном случае (N_{Ed}).

Характеристические значения сопротивлений анкерных связей силовым воздействиям приводятся в декларации производителя.

Эффективную толщину стены с воздушным зазором t_{ef} рассчитывают по формуле

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{ef} t_1^3 + t_2^3}, \quad (1)$$

где t_1 , t_2 – фактическая толщина слоев или их эффективная толщина, если она определяющая, при этом t_1 – толщина облицовочного слоя, t_2 – толщина основного слоя;

k_{ef} – коэффициент, равный частному при делении различных модулей упругости слоев t_1 и t_2 , но не более 2.

В расчетной модели многослойной стены, основанной на МКЭ, каменная кладка моделируется пластинчатыми конечными элементами (КЭ) с приведенной изгибной жесткостью.

Облицовочный слой стены обычно возводится из высококачественного кирпича на прочном кладочном растворе. Кратковременный модуль упругости таких кладок $E_1 = 10\,000\text{--}12\,000$ МПа. Для кладки основного слоя в отечественной строительной практике, как правило, применяются кладочные изделия, обладающие низкой теплопроводностью. В Республике Беларусь чаще всего для этих целей используются ячеистобетонные блоки плотностью не выше 500 кг/м^3 прочностью при сжатии В1,5–2,0 на тонкослойном растворе. В этом случае кратковременный модуль упругости кладки основного слоя E_2 примерно в 10 раз ниже модуля упругости кладки облицовочного слоя E_1 [4]. По этой причине при толщине основного слоя $t_2 = 0,3$ м его изгибная жесткость всего в 1,5–1,6 раза превышает изгибную жесткость облицовочного слоя толщиной $t_1 = 0,12$ м. В соответствии с правилами проектирования Еврокода 6, изгибающие моменты, возникающие в многослойной стене от ветровых воздействий, распределяются по слоям кладки пропорционально их жесткости. Следовательно, расчетные значения изгибающих моментов, возникающих в облицовочном слое кладки $M_{Ed,1}$ будут в 1,5–1,6 раза ниже, чем в основном слое $M_{Ed,2}$. Учитывая, что момент сопротивления основного слоя в 6,3 раза выше, чем момент сопротивления облицовочного слоя, расчетные значения растягивающих напряжений, действующих в облицовочном слое, примерно в четыре раза превысят напряжения в основном

слое стены. При этом, согласно Еврокоду 6, отношение расчетных значений прочности на растяжение при изгибе по неперевязанному сечению кладок облицовочного и основного слоев стены $f_{dk1,1}/f_{dk1,2} = 0,67$, а отношение расчетных значений прочности на растяжение при изгибе по перевязанному сечению $f_{dk2,1}/f_{dk2,2} = 1,3$. Отсюда следует, что наступление предельного состояния несущей способности многослойной стены определяется сопротивлением облицовочного слоя кладки ветровым воздействиям.

Величина изгибающих моментов, возникающих в облицовочном и основном слоях многослойной стены, зависит от способа ее сопряжения с конструкциями каркаса. Стена может соединяться с каркасом здания по двум сторонам (нижней и верхней, или нижней и боковой), по трем сторонам (с исключением опирания по верхней, нижней или боковой граням) или по четырем сторонам.

Следует отметить, что в отечественной практике строительства сопряжение стен с каркасом с помощью анкерных связей чаще всего осуществляется по двум или трем сторонам (боковым и верхней). На нижнее перекрытие кладка опирается через слой прочного кладочного раствора, при этом предполагается, что силы трения, возникающие между стеной и плитой перекрытия, играют роль анкерных связей. Однако, как показывают исследования [6], даже незначительный прогиб перекрытия приводит к раскрытию шва между перекрытием и кладкой стены, а контакт сохраняется на участках равных примерно 1/100 длины стены. По этой причине нижнюю грань стены в конечно-элементной расчетной модели следует принимать как свободную.

Закрепление нижней грани стены к диску перекрытия может быть выполнено с помощью стальных анкерных связей, установленных в вертикальных швах кладки и цементно-песчаной стяжке пола (рис. 3, *а*), закрепленных к диску перекрытия стальных уголков или других закладных деталей, ограничивающих перемещение нижней грани кладки из плоскости (рис. 3, *б*) [4].

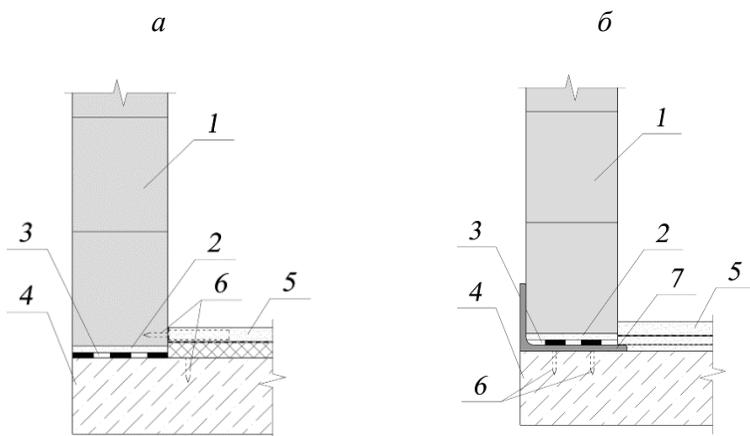


Рис. 3. Пример сопряжения наружной стены с нижним перекрытием:
 1 – каменное заполнение; 2 – цементно-песчаный раствор 1:3 толщиной 10 мм;
 3 – разделительный слой из полиэтиленовой пленки; 4 – железобетонное перекрытие;
 5 – цементно-песчаная стяжка; 6 – анкерная связь; 7 – стальной уголок

На рис. 4 показаны палитры изгибающих моментов в стене высотой 2,8 м и длиной 6 м при трехстороннем опирании и расчетном значении ветрового воздействия $0,45 \text{ кН/м}^2$. Такая величина ветрового воздействия согласно ТКП EN 1991-1-4 соответствует климатическому району г. Минска на уровне 30 м от поверхности земли.

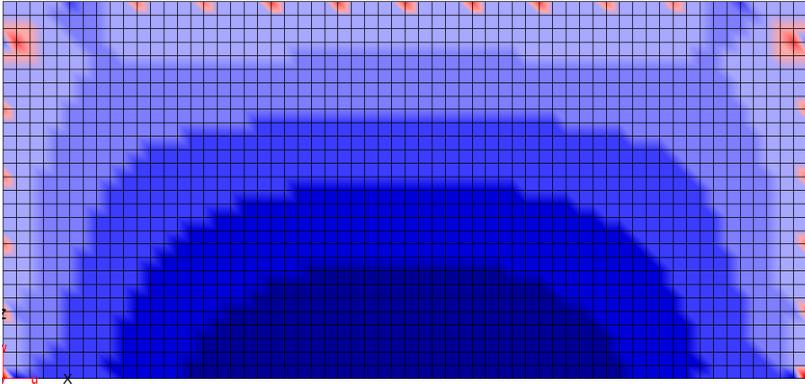
Перераспределив полученные значения изгибающих моментов по слоям кладки в соответствии с их изгибной жесткостью, получим следующие расчетные значения изгибающих моментов в облицовочном слое:

- по перевязанному сечению $M_{1Ed,1} = 0,36 \text{ кНм/м}$;
- по неперевязанному сечению $M_{1Ed,2} = 0,30 \text{ кНм/м}$.

Расчетные значения сопротивления облицовочного слоя ветровым воздействиям с учетом частного коэффициента свойств материала $\gamma = 1,7$:

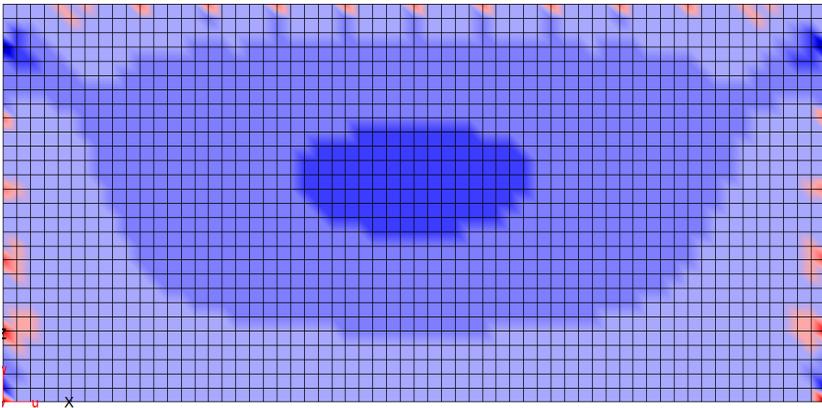
- по перевязанному сечению $M_{1Rd,1} = 0,55 \text{ кНм/м} > M_{1Ed,1} = 0,36 \text{ кНм/м}$;
- по неперевязанному сечению $M_{1Rd,2} = 0,144 \text{ кНм/м} < M_{1Ed,2} = 0,30 \text{ кНм/м}$.

a



$\min M_r = -459.334 \text{ Нм/м}$, $\max M_r = 859.129 \text{ Нм/м}$

б



$\min M_s = -458.815 \text{ Нм/м}$, $\max M_s = 767.022 \text{ Нм/м}$

Рис. 4. Расчетные значения изгибающих моментов в стене:
a – по перевязанному сечению; *б* – по перевязанному сечению

Условие предельного состояния несущей способности облицовочного слоя по неперевязанному сечению (плоскость излома параллельна горизонтальным швам кладки) не выполняется. При этом, с позиции Еврокода 6, имеет место более, чем двукратная перегрузка облицовочного слоя. Ситуация усугубляется при наличии в стене дверных и оконных проемов, углы которых являются концентраторами напряжений, провоцирующими появление трещин

Если сопряжение основного слоя с каркасом выполняется по четырем сторонам, то значения изгибающих моментов по неперевязанному сечению в облицовочном слое стены снижаются примерно в два раза, по сравнению со случаем трехстороннего сопряжения. Тем не менее, при расположении стены на отметке выше +30 м, условие предельного состояния несущей способности облицовочного слоя не соблюдается.

В рассматриваемом случае для увеличения этажности здания, выше отметки +30 м многослойные стены следует проектировать с основным слоем, кладка которого имеет деформационные характеристики близкие с кладкой облицовочного слоя. Это могут быть кладки из керамических кладочных изделий, включая поризованные, а также крупноформатных силикатных или керамзитобетонных кладочных изделий. Для кладки облицовочного слоя рекомендуется применять заводские сухие растворные смеси, позволяющие получать прочные растворные швы с низким модулем деформаций [5]. Сопряжение основного слоя с каркасом здания следует выполнять по четырем сторонам.

Необходимо отметить, что в Еврокоде 6 приводятся рекомендуемые характеристические значения прочности каменных кладок. Так как каменные кладки возводятся из местных материалов, то в каждой конкретной стране должна быть сформирована база данных о прочностных и деформационных характеристиках применяемых кладок, которые устанавливаются экспериментально в соответствии со стандартами серии СТБ EN 1052 и приводятся в национальном приложении к Еврокоду 6. Экспериментальные данные, могут заметно, в большую или меньшую сторону, отличаться от рекомендуемых Еврокодом 6 прочностных характеристик каменных кладок, что соответствующим образом отразится на расчетных значениях сопротивлений ветровым воздействиям многослойных стен с облицовкой. В настоящее время такие исследования ведутся в филиале

РУП «БелНИИС»-НТЦ. Необходимо наладить производство вспомогательных изделий для каменной кладки в соответствии со стандартами серии СТБ EN 845, установив их прочностные и деформационные характеристики согласно стандартам серии СТБ EN 846, а также разработать эффективные способы армирования каменной кладки, в том числе с применением композитной арматуры.

На основе проведенных исследований должен быть разработан научно обоснованный национальный технический регламент по проектированию многослойных стен с облицовочным слоем.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ищук, М.К. Отечественный опыт возведения с наружными стенами из облегченной кладки/М. К. Ищук // М.: РИФ «Стройматериалы». – 2009. – 360 с.
2. Ищук, М. К. Экспериментальные исследования прочности и деформаций внутреннего слоя наружной стены на изгиб из плоскости/М. К. Ищук, О. К. Гогуа, В.Г. Граник // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – № 3. – С. 43– 45.
3. Деркач, В.Н. Деформационные характеристики каменной кладки в условиях плоского напряженного состояния / В.Н. Деркач // Строительство и реконструкция. – Орел: Госуниверситет – УНПК. – 2012. – № 2 (40). – С. 3–11.
4. Деркач, В. Н. Сопряжение каменного заполнения каркасных зданий с конструкциями каркаса/В.Н. Деркач // Архитектура и строительство. – №1. – 2015. – С. 14–16.
5. Деркач, В. Н. Требования к механическим характеристикам кладочного раствора облицовочного слоя многослойных поэтажно опертых стен / В. Н. Деркач, И. Е. Демчук, О. Г. Царук // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: О. Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2015. – Вып. 7. – С. 31–40.

**ГАРМОНИЗАЦИЯ ДИАГРАММЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ
БЕТОНА ПРИ СЖАТИИ ДЛЯ ПРИМЕНЕНИЯ В РАСЧЕТАХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ОСНОВЕ
ЕВРОПЕЙСКИХ НОРМ**

ДОВЖЕНКО О. А., ПОГРЕБНОЙ В. В.

Полтавский национальный технический университет
имени Юрия Кондратюка
Украина

Введение. В последнее время для оценки несущей способности железобетонных элементов по нормальным сечениям широкое распространение получила нелинейная деформационная модель, которая более точно отражает их поведение на стадии разрушения.

При реализации в расчетах определяющую роль играет зависимость «напряжения σ_c – деформации ε_c » бетона, математическому описанию которой уделялось особое внимание отечественными и зарубежными учеными.

Для моделирования диаграммы сжатого бетона необходимо использовать такую функцию, которая в полной мере отражала бы физико-механические свойства материала, была проста в записи и применении.

Анализ последних публикаций. Вопросам использования в расчетах диаграмм деформирования бетона посвящены работы [1–3], которые за основу берут экспериментальный критерий разрушения. Обычно нисходящую ветвь получают при испытаниях бетона на сжатие с постоянной скоростью деформирования, однако следует отметить, что с изменением величины скорости меняется и очертание самой диаграммы. При различных условиях передачи нагрузки на бетонный образец и определении ее величины диаграммы деформирования также имеют существенные отличия [4, 5].

М. Everard [6] предложил описать нелинейность бетона функцией в виде синусоиды, А. В. Яшин [7] применил функцию тригонометрического ряда. В работах [5, 8] на основе экспериментальных

исследований в качестве зависимости между напряжениями и деформациями предложены сплайн-функции.

В нормах США [9] полная диаграмма состояния материала описана двумя уравнениями и имеет линейный характер на нисходящем участке. Но как показала практика, применение зависимости в виде двух функций не всегда позволяет достичь необходимой точности. Это сужает круг возможностей ее использования, поскольку не учитываются все определяющие параметры.

Зависимость « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », которая вошла в европейские нормы [10], имеет вид дробно-рациональной функции, и нашла подтверждение в экспериментальных исследованиях. В [2], с целью уточнения аппроксимации экспериментальных диаграмм деформирования бетона сжатой зоны, предложена функцию полинома 5-й степени [11, 12], которая получила применение в работах [13, 14].

Нерешенная часть общей проблемы заключается в том, что при применении для описания диаграмм деформирования наиболее приближенной к опытам дробно-рациональной функции площадь и статический момент эпюры напряжений, значения которых необходимы для определения величины и места приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне, устанавливаются численными методами.

Поэтому в нормах Украины [15] их разработчиками, наряду с дробно-рациональной функцией, для описания диаграммы деформирования принят полином 5-й степени, который позволяет достаточно просто определить указанные выше параметры нормального сечения элементов. При этом следует отметить, что по приведенным в [15] значениям коэффициентов полинома, указанные функции имеют существенные различия, прежде всего для бетонов классов прочности С8/10, 12/15 и С45/55, С50/60.

Попытки гармонизировать полином с целью приближения к дробно-рациональной функции выполнены в ПолтНТУ [16, 17]. Работы в этом направлении проводятся и в НУВХП (г. Ровно) [18].

Кроме того, важным является определение границы, при достижении которой еще возможно перераспределение напряжений в сжатой зоне бетона без его макродеструктуризации, то есть определение обоснованного ограничения диаграммы по уровню предельной деформации сжатия.

Опытные значения предельной деформации сжатого бетона меняются в довольно широких пределах (от 2 ‰ до 7,5 ‰) и зависят от физико-механических свойств бетона, скорости нагружения, вида напряженного состояния, формы сечения, наличия арматуры, характера армирования и класса стали, а также условий ее работы.

Целью работы является гармонизация полинома 5-й степени для описания диаграмм «напряжения σ_c – деформации ε_c » бетона и определение уровня предельной деформации на основе использования экстремального критерия энергии сжатия.

Методика и результаты исследования. Для описания диаграмм деформирования бетона применяется дробно-рациональная функция в виде

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{\eta(K - \eta)}{1 + \eta(K - 2)}, \quad (1)$$

где $K = 1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd} / f_{cd}$, $\eta = \varepsilon_{cm} / \varepsilon_{c1,cd}$ (эти и другие обозначения соответствуют [15]).

Параметр K характеризует упруго-пластические свойства бетона и связан с коэффициентами упругости ν и пластичности λ зависимостями

$$\nu = \frac{\varepsilon_{c,el}}{\varepsilon_{c1,cd}} = \frac{f_{cd}}{E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}} = \frac{1,05}{K}, \quad (2)$$

$$\lambda = 1 - \nu = \varepsilon_{c,cd} / \varepsilon_{c1,cd} = (K - 1,05) / K. \quad (3)$$

Он позволяет учесть начальный модуль E_{cd} и деформации бетона $\varepsilon_{c1,cd}$ в точке максимальных напряжений $\sigma_c = f_{cd}$ – вершине диаграммы (первой характерной точке).

Но для отображения зависимости между напряжениями σ_c и деформациями на нисходящем участке диаграммы деформирования и определения границы начала макродеструктуризации бетона необходимо знать уровень его предельной деформации ε_{cu1} . Следует отметить, что под границей макродеструктуризации понимают такие значения ε_{cu1} и соответствующих им σ_{cu} , при которых перераспре-

деление напряжений в сжатой зоне становится невозможным и происходит разрушение бетона.

Как показывает анализ состояния вопроса об определении точки предельных деформаций на диаграммах механического состояния бетона, в научных кругах отсутствует единое мнение [8, 11, 19, 20].

Предлагаются различные подходы к определению ε_{cu} , а ее значение и соответствующий уровень напряжений колеблются в довольно широких пределах. Так в [11] напряжение в начале участка деструктуризации приняты равными $0,85 f_{cu}$, а в [15] приведены номинальные предельные значения ε_{cu} по данным экспериментальных исследований. При этом следует отметить, что в случае назначения постоянного уровня напряжений не учитывается существенное изменение упруго-пластических свойств для различных классов прочности бетона, которое зафиксировано в экспериментальных исследованиях, а при заданных значениях предельной деформации ε_{cu} напряжения находятся в слишком широком интервале. Указанное обуславливает существенные различия при оценке несущей способности железобетонных элементов.

Учитывая, что энергия деформаций сжатия для возможного перераспределения напряжений должна увеличиваться с каждой последующей ступенью нагружения для определения предела деструктуризации предлагается применить экстремальный критерий энергии сжатия, а именно

$$\sigma_{cu} \varepsilon_{cu} = \max(\sigma_c \varepsilon_c). \quad (4)$$

На восходящем участке зависимости « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » произведение $\sigma_c \varepsilon_c$ увеличивается на всем интервале напряжений и деформаций. На нисходящей ветви рост деформаций сопровождается уменьшением уровня напряжений, который доходит до 0. При этом следует отметить, что снижение напряжений σ_c на участке, который смыкается к вершине диаграммы со стороны больших значений деформаций, происходит медленнее по сравнению с другими участками диаграммы.

Таким образом, на нисходящей ветви существует точка, при которой произведение $\sigma_c \varepsilon_c$ достигает максимума.

Для определения этой точки на диаграмме « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » бетона в качестве базовых приняты приведенные в действующих нормах [15] дробно-рациональная функция (1) и полином 5-й степени:

$$\sigma_c = f_c \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \quad (5)$$

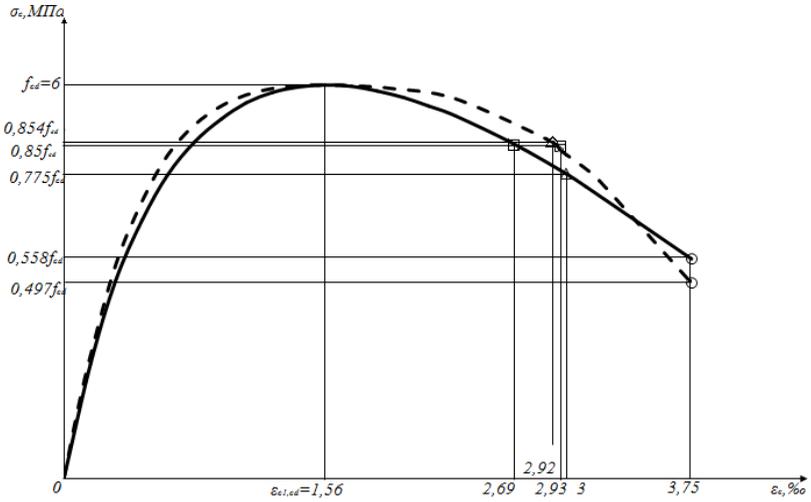
Точка предельного уровня деформации является второй характерной точкой диаграммы и определяется из условия равенства нулю производной функции $\sigma_c \varepsilon_c$.

Проанализированы изменения величины предельной деформации ε_{cu1} при постоянном уровне напряжений $\sigma_c = 0,85 f_{cd}$, номинальных значений ε_{cu1} , принятых в [15], и результатов, полученных с использованием экстремального критерием и условия $\sigma_{cu} \varepsilon_{cu} = \max(\sigma_c \varepsilon_c)$ для различных классов бетона. Для наглядного сравнения уровня предельной деформации бетона $\eta_{cu1,cd} = \varepsilon_{cu1} / \varepsilon_{c1,cd}$ при различных классах прочности с применением указанных выше подходов и функций в виде полинома 5-й степени и дробно-рациональной функции построены диаграммы для бетона низкого класса С8/10 и повышенной прочности С45/55 (рис. 1).

При использовании в качестве функции для описания диаграммы деформирования бетона полинома 5-й степени и применении номинальных значений предельной деформации $\varepsilon_{cu1,cd}$ уровень напряжений $\sigma_{cu,cd} / f_{cd}$ при повышении класса бетона с С8/10 до С50/60 изменяется от 0,497 до 1,331, а уровень предельной деформации $\eta_{cu1,cd}$ от 2,404 до 1,199 ($\varepsilon_{cu1,cd} = 3,75-2,29$ ‰). При соблюдении условия $\sigma_{cu} \varepsilon_{cu} = \max(\sigma_c \varepsilon_c)$ уровень напряжений составляет $\sigma_{cu,cd} / f_{cd} = 0,854-0,91$, $\eta_{cu1,cd} = 1,87-1,256$ ($\varepsilon_{cu1,cd} = 2,92-2,348$ ‰).

При $\sigma_{cu,cd} / f_{cd} = 0,85$ уровень деформаций составляет $\eta_{cu1,cd} = 1,88-1,328$ (2,933–2,483 ‰).

a



b

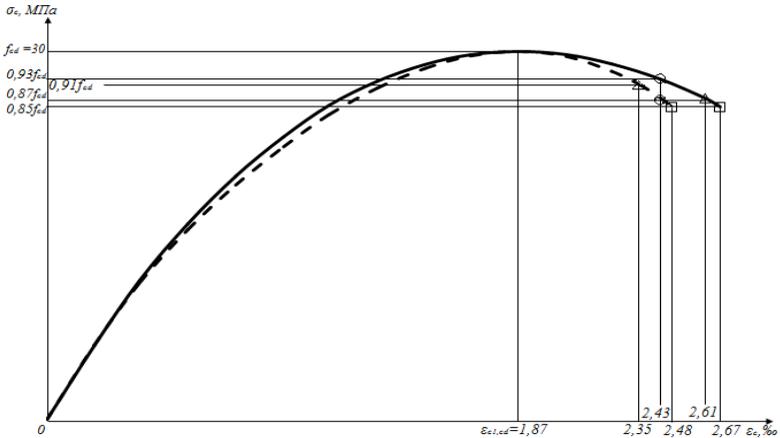


Рис. 1. Диаграммы «напряжения–деформации» бетона при классе по прочности C8/10 (a) и C45/55 (б):

- – дробно-рациональная функция; - - - - - – полином 5-й степени;
 ○ – номинальные значения по [15]; □ – при $\sigma_c = 0,85 f_{cd}$; Δ – при условии $\sigma_{cu} \epsilon_{cu} = \max(\sigma_c \epsilon_c)$

Для дробно-рациональной функции (1) при использовании номинальных значений уровень напряжений $\sigma_{cu,cd} / f_{cd}$ меняется от 0,558 до 0,963.

Применяя экстремальный критерий максимума энергии деформации бетона, имеем интервал уровня напряжений $\sigma_{cu,cd} / f_{cd} = 0,775-0,882$, уровня деформаций $\eta_{cu,cd} = 1,921-1,358$ (2,997–2,594 ‰). При $\sigma_{cu,cd} / f_{cd} = 0,85$ предельные деформации $\varepsilon_{cu,cd}$ практически не меняются (2,687–2,592 ‰).

Для проведения гармонизации с определением 5-ти коэффициентов полинома предлагается использовать уравнения, которые связывают параметры диаграммы в ее характерных точках, а именно в ее вершине и точке, соответствующей уровню предельной деформации ε_{cu1} , а также равенство площадей с дробно-рациональной функцией.

Система для определения коэффициентов полинома 5-й степени (2) включает такие уравнения: в первой указанной выше точке –

$$\sum_{k=1}^5 a_k = 1, \text{ производная функции } \sigma_c = f(\varepsilon_c) \text{ равна нулю}$$

$$\sum_{k=1}^5 k a_k = 0; \text{ во второй точке – напряжение и деформации соответ-$$

ствуют значениям дробно-рациональной функции (1), производная функции $\sigma_c \varepsilon_c$ определяется как $\sum_{k=1}^5 (k+1) a_k \eta^k = 0$, площадь эпю-

ры напряжений равна площади, очерченной дробно-рациональной функцией и осями напряжений и деформаций. Также в качестве параметра сравнения выступает расстояние между равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента и его сжатой гранью.

Определенные таким образом коэффициенты полинома 5-й степени приведены в табл. 1. При этом гармонизированный полином максимально приближен к дробно-рациональной функции, что открывает возможность использовать его преимущества без потери точности.

Параметры полинома 5-й степени
для расчета по первой группе граничных состояний

Параметр	Класс бетона на сжатие					
	C8/10	C16/20	C25/30	C32/40	C40/50	C50/60
a_1	3,1564	2,8383	2,5758	2,3852	2,2463	2,0663
a_2	-3,9725	-3,1001	-2,3919	-1,8925	-1,5473	-1,1369
a_3	2,6095	1,7705	1,1021	0,6499	0,3632	0,0752
a_4	-0,927	-0,5939	-0,3317	-0,1629	-0,0696	-0,0049
a_5	0,1336	0,0852	0,0457	0,0203	0,0074	0,0003
σ_{cu}/f_{cd}	0,7746	0,8069	0,833	0,8521	0,8652	0,8824
η_{cu}	1,9215	1,7144	1,5705	1,4841	1,4272	1,358

Выводы

1. Для определения уровня предельной деформации бетона и определения точки начала макродеструктуризации на диаграммах «напряжения–деформация» предлагается применять экстремальный критерий энергии сжатия.

2. Проведенная гармонизация полинома 5-ой степени позволила существенно приблизить полином к дробно-рациональной функции, которая имеет экспериментальное подтверждение. Сравнительный анализ параметров диаграмм, полученных на основе дробно-рациональной функции и гармонизированного полинома, указывает на их хорошую сходимость.

3. Учитывая преимущества определения характеристик диаграмм деформирования и соответствующих им параметров нормального сечения, гармонизированный полином рекомендуется к применению при расчетах железобетонных элементов по несущей способности в нормальных сечениях.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бабич, В.І. Розрахунок залізобетонних елементів і їх перерізів деформаційним методом / В.І. Бабич, Д.В. Кочкар'юв, В.В. Різак // Бетон и железобетон в Украине. – 2004. – № 2. – С. 2–7.

2. Бамбура, А.Н. Развитие методов оценки напряженно-деформированного состояния несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов / А.Н. Бамбура // Научно-практичні проблеми сучасного залізобетону: збірник тез першої Всеукраїнської науково-технічної конференції. – Киев, 1996. – С. 36–39.

3. Дорофеев, В.С. Расчет изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона / В.С. Дорофеев, В.Ю. Барданов // Одесса: ОГАСА, 2003. – 210 с.

4. Азизов, Т.Н. Способ определения граничных деформаций бетона на нисходящей ветви / Т.Н. Азизов // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип. 16. Ч. 2. – С. 3–7.

5. Роговой, С. И. Методология расчета прочности нормальных сечений бетонных и железобетонных конструкций (на основе деформационной расчетной модели). Дис. ... д-ра техн. наук за спец. 05.23.01 / С.И. Роговий. – Полтава, 2005. – 371 с.

6. Everard, M. Ultimate strength design service – ability a unified method fun reinforced concrete bridge design / M. Everard // ACI Journal. Pub. SP – 23, April, 1967. – P. 10-19.

7. Яшин, А.В. Некоторые данные о деформациях и структурных изменениях бетона при осевом сжатии / А.В. Яшин // Новое о прочности железобетона; Под ред. К.В. Михайлова. – М.: Стройиздат, 1977. – С. 17–30.

8. Вахненко, П.Ф. Про особливості деформування неармованого та армованого бетону / П.Ф. Вахненко, В.М. Кондель // Проблеми теорії та практики залізобетону: збірник наукових статей. – Полтава, 1997. – С. 77–80.

9. ACI 318 M – 08 Metric Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. – ACI, 2008. – 473 p.

10. EN 1992-1: (Final draft, October 2001). Eurocode 2 : Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2002. – 230 p.

11. Байков, В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В.Н. Байков, С.В. Горбатов, З.А. Димитров // Изв. Вузов. Строительство и архитектура. – 1977. – № 6. – С. 15-19.

12. Бамбура, А.Н. Расчет железобетонных статически неопределимых систем с учетом реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры / А.Н. Бамбура // Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций, и их внедрение в строительную практику: тез. докл. респ. науч.-техн. конф. – Часть 1. – Полтава. – 1989. – С. 3.

13. Бабич, Э.Э. Розрахунок міцності залізобетонних позацентрово стиснутих елементів на основі деформаційної моделі / Э.Э. Бабич, О.О. Заречанський // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2003. – Вип. 9. – С. 140-146.

14. Бамбура, А.Н. Экспериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук за спец. 05.23.01 / А.Н. Бамбура // ХДТУБА. – Харків, 2006. – 39 с.

15. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіоналбуд України, 2011. – 71 с.

16. Павліков, А.М. Гармонізація залежностей напруження-деформації, застосовуваних ДБН В.2.6.-98:2009 / А.М. Павліков, П.А. Юрко // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, – 2013. – Вип. 78(10). – С. 104–108.

17. Юрко, П.А. Міцність нормальних перерізів стиснутих залізобетонних елементів на основі деформаційної моделі. Автореф. дис. ... канд. техн. наук за спец. 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди / П.Ю. Юрко // ПолтНТУ. – Полтава, 2016 – 23 с.

18. Бабич, Є.М. Розрахунок нормальних перерізів залізобетонних балок з одиничним армуванням / В.Є. Бабич, В.В. Савицький, П.С. Гомон. Ресурсоекономні матеріали, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне, 2013. – Вип. 25. – С. 205–211.

19. Павліков, А.М. Визначення розрахункових значень деформацій бетону стиснутої грані в залізобетонних згинальних елементах / А.М. Павліков // Будівельні конструкції: збірник наукових праць. – К.: НДІБК, 2005 – Вип. 62: в 2 т. – Т. 1. – С. 215–225.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЗУБЧАТЫХ ПЛАСТИНАХ

ЖУК В. В., МЕЛЮХ Д. В.

Брестский государственный технический университет
Беларусь

Введение. Вследствие ограниченного сортамента пиломатериалов при значительных нагрузках, когда несущая способность балок цельного сечения оказывается недостаточной, применяются балки, составленные по высоте из нескольких элементов, соединенных дискретными связями. Средствами соединения между отдельными элементами могут служить пластинчатые нагели, колодки, гвозди, болты. Несущая способность составных балок, например, на пластинчатых нагелях на 10–20 % меньше, а прогиб на 25–50 % больше, чем монолитных балок того же сечения [10]. Наибольший пролет балок из чистообрезных брусьев 6,2 м, что ограничивает их применение в строительстве.

В ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко разработаны составные балки с ветвями из клееной древесины, соединенными наклонно вклеенными металлическими стержнями [4], и составные балки из окантованных бревен, совместная работа которых в балке обеспечивается наклонными стержнями с комбинированными шайбами, установленными под углом 45° к направлению волокон древесины [5]. При изготовлении таких балок возрастает их стоимость и металлоемкость.

В зарубежной практике прослеживается тенденция применения балок составного сечения на металлических зубчатых пластинах (МЗП). Так, компания «Systembau Wolf» [1] разработала несущие конструкции пролетом до 30 м, причем, брусья получают при конической распиловке бревен, что позволяет изготавливать балки постоянной или переменной высоты.

Более того, наличие собственного производства МЗП, стационарного и мобильного оборудования для запрессовки пластин,

программного обеспечения, позволяющего оперативно проектировать конструкции и выдавать для производства рабочую документацию, позволило компании занять ведущую позицию в области производства деревянных конструкций.

При проверке прочности и жесткости балок составного сечения на податливых связях их моменты сопротивления и моменты инерции, вычисленные как для монолитного сечения, уменьшают умножением соответственно на коэффициенты k_w и k_i , значения которых в зависимости от числа сплачиваемых брусьев и пролета балки приведены в табл. 7.3 [9]. Экспериментальными исследованиями составных деревянных балок [3, 7] установлено, что прочность и жесткость конструкций зависит как от геометрических характеристик составного элемента, так и от вида дискретных связей.

В настоящей статье приводятся результаты экспериментальных исследований деревянных балок составного сечения на МЗП.

Характеристика объекта исследования. Работа выполнялась в два этапа. Учитывая, что несущая способность МЗП зависит от длины, формы и частоты зубьев, ориентации пластин по отношению к волокнам древесины [6], на первом этапе были испытаны образцы двухсрезных соединений деревянных элементов на действие кратковременных нагрузок при сдвиге [2]. Установлено, что величина усилий, приходящихся на 1 зуб, при деформации 1,5 мм, равна: при передаче усилия вдоль волокон – 140 Н, при передаче усилия под углом 90° – 148 Н. Полученные данные использовались для определения размеров МЗП и их количества при изготовлении опытных образцов балок. На втором этапе определялось напряженно-деформированное состояние деревянных балок составного сечения.

Для испытания были изготовлены четыре балки из древесины сосны 2 сорта с влажностью 12–16 %. Контрольный образец (Б1) имел размеры $b \times h \times l = 52 \times 100 \times 2000$ мм. Балка (Б2) изготовлена из двух брусков $b \times h \times l = 46 \times 47,5 \times 2000$ мм. Балка (Б3) изготовлена из двух брусков, имеющих форму призмы переменного сечения, нижнее основание сечением $b \times h = 47 \times 57$ мм, верхнее основание – $b \times h = 47 \times 38$ мм; высота (длина брусков) – 2000 мм. При изготовлении балки нижнее основание первого бруска совмещалось с верхним основанием второго бруска, таким образом балка (Б3) имела постоянное по всей длине сечение $b \times h = 47 \times 95$ мм. Балка (Б4) была изготовлена по аналогии с балкой (Б3) из брусков, имеющих

форму призмы переменного сечения, только при изготовлении балки совмещались нижние и верхние основания. В результате балка (Б4) имела переменное по высоте сечение: один конец – 112 мм, второй конец – 74 мм; в середине пролета – 93 мм.

Для соединения деревянных элементов балок (Б2–Б4) между собой использовалась немаркированные металлические зубчатые пластины российского производства. Пластины получены путем штамповки из оцинкованной стали толщиной 1 мм. Пластины имеют прямое расположение зубьев треугольной формы. Ширина зубьев у основания 5 мм, их высота 14,8 мм. Расстояние между зубьями по длине пластины 14 мм, по ширине пластины 21 мм, при этом четные ряды зубьев сдвинуты по отношению к нечетным на 7 мм. Для соединения элементов балок (Б2–Б4) использовались пластины с размерами 60×100 мм. Запрессовку МЗП выполняли с использованием универсальной испытательной машины Р-10. Давление запрессовки прикладывалось одновременно по всей плоскости МЗП до полного внедрения зубьев в древесину. Испытания балок кратковременной нагрузкой проводили на специально оборудованном стенде. Две балки опирались на опоры, не препятствующие перемещению их вдоль оси и обеспечивающие свободу угловых перемещений. Конструктивное решение балок и геометрические размеры приведены на рис. 1.

Методика экспериментальных исследований. Нагрузку прикладывали в третях пролета и передавали на балки через распределительные траверсы. Усилия в балках создавали путем приложения к ним нагрузки ступенями $F = 0,2$ кН и доводили ее до величины $F = 1,2$ кН, что составляет 53 % от расчетной контрольного образца балки (Б1). Схема испытания и общий вид установки приведены на рис. 2.

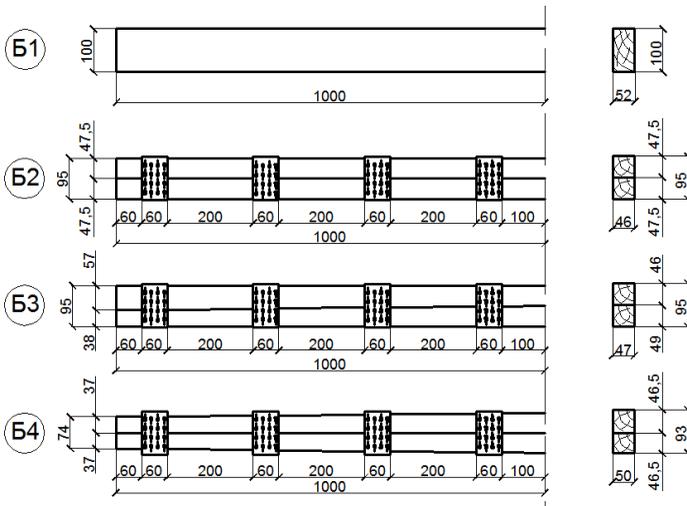
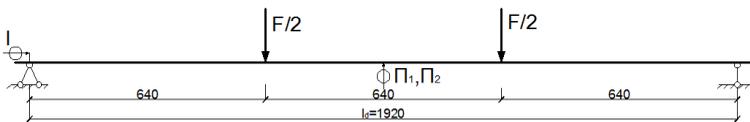


Рис. 1. Общий вид испытываемых балок

a



б



Рис. 2. Схема испытания балок (*a*), общий вид испытательной установки (*б*)

В процессе испытаний проводили измерения прогибов балок в середине пролета с помощью прогибомеров 6ПАО с ценой деления 0,01 мм. На опорных участках балок (Б2–Б4) были установлены индикаторы часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм для измерения сдвига брусков относительно друг друга. Оценку напряженного состояния проводили тензометрическим способом при помощи тензорезисторов с базой 20 мм. Отчеты по тензорезисторам осуществлялись в автоматическом режиме при помощи специального тензометрического комплекса ТИССА. Схема расстановки тензорезисторов приведена на рис. 3, а.

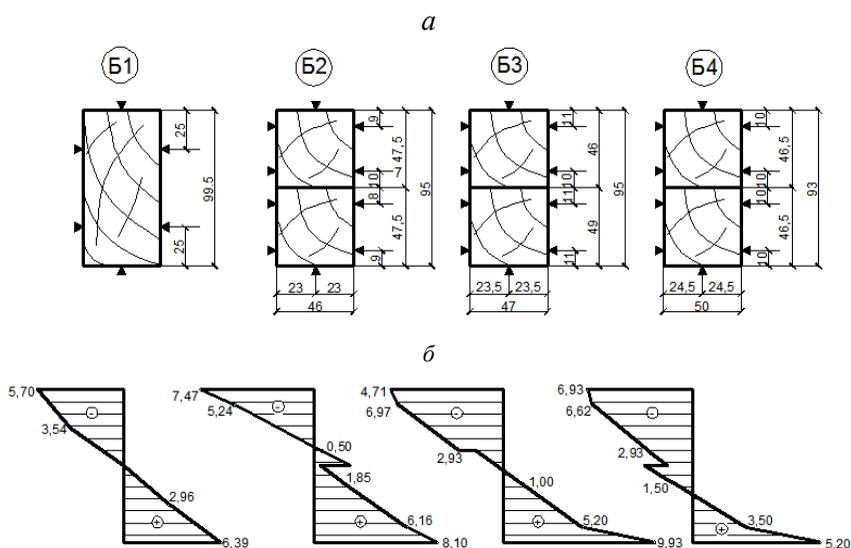


Рис. 3. Схема расстановки тензорезисторов (*a*), распределение нормальных напряжений (МПа) по высоте поперечного сечения при нагрузке $F = 1,2$ кН (*б*)

Величину нормальных напряжений по высоте поперечного сечения балок определяли по формуле

$$\sigma = \varepsilon E_0, \quad (1)$$

где ε – относительные деформации;

E_0 – модуль упругости древесины вдоль волокон.

Модуль упругости древесины определялся по результатам испытания балки цельного сечения по формуле

$$E_0 = \frac{23 \cdot \Delta F \cdot l_d^3}{108 \cdot b \cdot h^4 \cdot \Delta u_{cp}} \quad (2)$$

где ΔF – приращение нагрузки, кН;

l_d – расстояние между центрами опор, см;

b и h – ширина и высота балки соответственно, см;

Δu_{cp} – среднее арифметическое значение приращения прогиба в середине пролета, см.

Анализ результатов экспериментальных исследований. Распределение нормальных напряжений по высоте поперечного сечения испытанных балок (рис. 3, б) показывает, что в верхнем бруске балок (Б3 и Б4) возникают сжимающие, а в нижней – растягивающие напряжения, т. е. их работа приближается к работе балки (Б1) монолитного сечения. В балке (Б2) в крайних волокнах верхнего бруска, близких к нейтральной оси, появляются растягивающие напряжения, т. е. балка работает как составной элемент.

Можно предположить, что смещение нейтральной оси балок (Б3–Б4) по отношению к плоскости соединения брусков между собой способствует повышению несущей способности их по сравнению с балкой (Б2).

Величина коэффициента k_w определялась по формуле

$$k_w = \frac{\sigma}{\sigma_{ef}}, \quad (3)$$

где $\sigma = (|\sigma_c| + |\sigma_t|)/2$ и $\sigma_{ef} = (|\sigma_c| + |\sigma_t|)/2$ – среднее арифметическое максимальных напряжений сжатия и растяжения в сечении цельного и составного элемента соответственно.

Используя данные рис. 3, б получим: $k_w = 0,78; 0,68; 0,80$ соответственно для балки Б2, Б3 и Б4, что согласуется с нормируемым значением $k_w = 0,70$ (табл. 7.3 [9]).

Из графиков на рис. 4 следует, что нарастание прогибов происходило практически равномерно в прямой зависимости от нагрузки. Величина коэффициента k_i , определенная по формуле:

$$k_i = \frac{f}{f_{ef}}, \quad (4)$$

где f и f_{ef} – максимальные прогибы в середине пролета балки цельного и составного элемента соответственно, составила:

$k_i = 0,79$ для балок Б2 и Б3 и $k_i = 0,71$ для балки Б4, что больше нормируемой величины $k_i = 0,45$ (табл. 7.3 [9]).

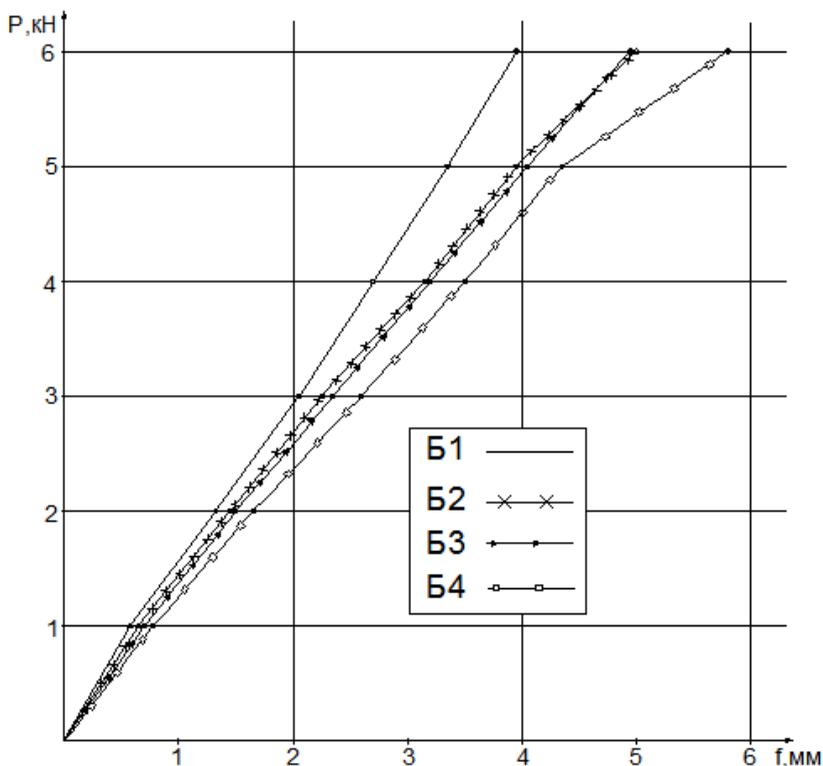


Рис. 4. Прогибы балок в середине пролета

Сравнительный анализ графиков зависимости деформаций от нагрузки балок Б2–Б4 и балок составного сечения с соединениями на гвоздях и винтах [7] показал, что конструкции с соединениями на МЗП имеют большую жесткость, очевидно, из-за увеличения количества связей на сдвиг на одной и той же площади крепления.

Деформации сдвига брусков относительно друг друга для балок Б2–Б4 составного сечения составили 0,09 мм, что значительно ниже нормируемой величины 1,5 мм [8].

Заключение. Проведенные испытания показали, что деревянные балки составного по высоте сечения на МЗП могут конкурировать с

составными балками на гвоздях и винтах. Полученные величины коэффициентов k_w находятся в пределах нормируемой величины $k_w = 0,70$ по ТКП 45-5.05-146-2009 (02250). Коэффициенты k_i к моменту инерции поперечного сечения находятся в пределах 0,71-0,79, что в среднем в 1,67 раза выше нормируемой величины $k_i = 0,45$. Проведенные экспериментальные исследования поставили ряд задач для дальнейших исследований, а именно:

- изучение влияния шага расстановки МЗП по длине балки на ее несущую способность и деформативность;
- проведение натуральных испытаний балок на действие кратковременных и длительных нагрузок.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Вольф система. Техника со знаком качества. Проспект компании Systembau Wolf.
2. Жук, В.В. Исследование соединений деревянных конструкций на металлических зубчатых пластинах при действии кратковременных нагрузок / В.В. Жук, Д.В. Мелюх // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР): сб. ст. Междунар. науч.-техн. конф., Брест, 30–31 марта 2017 года / БрГТУ; редкол. С.М. Семенюк [и др]. – Брест: БрГТУ, 2017. – С.47–50.
3. Жук, В.В. Способы повышения несущей способности деревянных чердачных перекрытий / В.В.Жук // Актуальные проблемы инновационной подготовки инженерных кадров при переходе строительной отрасли на европейские стандарты: сб. Междунар. науч.-техн. статей (матер. науч.-метод. конф.), Минск, 26–27 мая 2015 г. / БНТУ; редкол.: В.Ф. Зверев, С.М. Коледа. – Минск: БНТУ, 2015. – С.89–95.
4. Зотова, И.М. Жесткость и прочность деревянных клееных балок с наклонно вклеенными стержнями / И.М. Зотова // Исследования в области деревянных конструкций: сб. науч. тр. / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко; под ред. Л.М. Ковальчука. – М.: 1985. – С. 74–82.
5. Линьков, В.И. Исследование конструкции составной балки их цельной древесины / В.И. Линьков // Разработка и совершенствование деревянных конструкций: сб. науч. тр. / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко; под ред. С.Б. Турковского. – М.: 1989. – С.54–59.

6. Особенности применения и расчета металлозубчатых пластин. MiTek Россия. Технология для деревянных конструкций [Электронный ресурс]. – 2011. – Режим доступа <http://www/mitek.ru/zubchatyeplastiny/plastiny/primenenie-MZP.html> – Дата доступа: 15.09.2014.

7. Сморчков, А.А. Исследования работы составных стержней на дискретных связях / А.А.Сморчков, А.С. Шевелев // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – № 1. – С. 16–17.

8. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25–80. Введ.05.20.2011. – М.: Минрегион России, 2010. – 86 с.

9. Технический кодекс установившейся практики. Деревянные конструкции. ТКП 45-5.05-146–2009 (02250). – Введ. 01.01.2010. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 63 с.

10. Шишкин, В.Е. Конструкции из дерева и пластмасс / В.Е. Шишкин. – М.: Стройиздат, 1966. – 331с.

УДК 624.072

К ВОПРОСУ О РАСЧЕТАХ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ЕВРОКОДУ 4

ЗВЕРЕВ В. Ф., КАЗЮТИНА М. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь.

В настоящее время существует несколько стандартов проектирования трубобетонных колонн (CFSt). В большинстве международных стандартов проектирования ограничивают значения гибкости менее чем на 40 (Brain Uy 2001). Тем не менее, некоторые рекомендации по разработке трубобетонных колонн предоставлены Европейским комитетом по стандартизации, Американским институтом бетона и Китайским кодексом. Стандарты проектирования основаны на нескольких различных теориях, которые могут давать разные результаты, а приложения к стандартам значительно варьируется.

Методика расчета трубобетонных конструкций по Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures

В современном строительстве Германии сталежелезобетонные и трубобетонные конструкции, которые объединяются одним общим термином «сталебетонных конструкции» (Verbundstützen), получили широкое распространение. Элементы сталебетонных конструкций выполняются с внешним или внутренним армированием прокатными профилями, имеют прямоугольную или круглую форму поперечного сечения и обязательно с бетонным заполнением. Они могут быть дополнительно армированные стержневой арматурой (рис. 1).

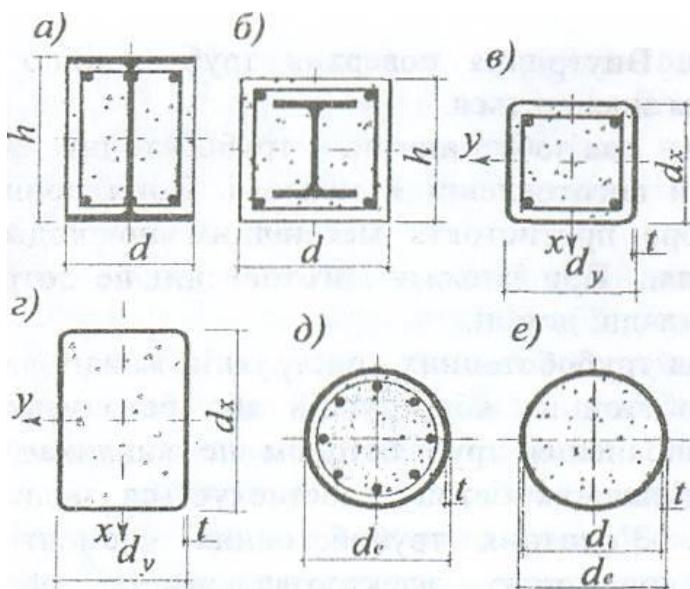


Рис. 1. Основные типы поперечных сечений сталебетонных элементов

В ФРГ расчет сталебетонных конструкций выполняется по нормам «E DIN 18800-5 Verbundbau», которые являются развитой европейской нормой Eurocode 4 и распространяются на проектирование сталебетонных элементов любого типа и формы поперечного сечения, нагруженных продольными силами и изгибающими

моментами. Расчет сжатых сталебетонных элементов выполняется по предельным состояниям.

Рассматриваются такие виды расчетов:

1. По несущей способности. При этом в зависимости от конструктивных факторов, расчет производится:

а) с учетом начальных несовершенств, по так называемой теории 2-го порядка. Такой расчет выполняется в случае, если доля усилий от действия изгибающего момента M в поперечном сечении превышает 10 %;

б) с учетом усадки и ползучести бетона, когда усилия от изгибающего момента M составляют более 10 % от общих усилий всего нагрузки;

в) по критическим напряжениями с учетом продольного изгиба.

2. На прочность стыков.

3. На взаимодействие под нагрузкой по поверхности контакта между стальным профилем (трубой) и бетонным заполнителем.

4. На прочность элемента по сдвиговому усилию от действия предельной поперечной силы.

Положения норм Е DIN 18800-5 распространяются на все виды сталебетонных конструкций. Общеизвестно, что между несущими элементами, поперечное сечение которых состоит из стального профиля, арматуры и бетона, не существует четкого разграничения, к какому типу конструкций они принадлежат. Это потому, что один тип может плавно переходить в другой. Поэтому немецкие нормы характеризуют сталебетонных конструкции как таковые, в которых доля площади сечения стального профиля незначительна по сравнению с общей площадью поперечного сечения всего элемента.

Для четкого и качественного определения элементов, относящихся к сталебетонным, установлена область сталебетонных конструкций. Для этого введен специальный параметр поперечного сечения, так называемый коэффициент эффективности поперечного сечения δ . Этот коэффициент описывает отношение несущей способности отдельно взятого стального профиля (трубы), как самостоятельного элемента (без участия бетона), к несущей способности сталебетонного элемента. Коэффициент эффективности поперечного сечения является показательной характеристикой и определяется по формуле

$$\delta = \frac{R_s A_s}{N_{pb}}$$

где R_s – расчетное сопротивление стального профиля;

A_s – площадь поперечного сечения стального профиля;

N_{pb} – прочность сталебетонного элемента без учета гибкости.

Элементы, работающие на сжатие, рассчитываются как сталебетонных, если соблюдается условие $0,2 \leq \delta \leq 0,9$.

При $\delta > 0,9$ сжатый элемент рассчитывается как элемент металлической конструкции, а при $\delta < 0,2$ – как элемент железобетонной конструкции.

При проектировании сталебетонных конструкций следуют установленные нормами предельные соотношения размеров поперечного сечения элементов с толщиной полки (стенки) стального прокатного профиля.

Так, для сталебетонных элементов (сечения типа *a*, рис. 1) нормы рекомендуют принимать $d / t_f < 44-240 / R_s$, где t_f – толщина полки двутавра,

для прямоугольных (сечений типа *z*, рис. 1) – $d_x / t < 52-240 / R_s$,

для трубобетонных сечений (сечение типа *e*, рис. 1) – $d_x < 90-240 / R_s$.

В соответствии с нормами расчет сталебетонных элементов выполняется двумя способами: точным и приближенным. Точный метод расчета (расчет по теории 2-го порядка) выполняется по деформированной схеме, которая учитывает возможные начальные геометрические и структурные несовершенства конструкции, местную устойчивость и образование трещин, а также все особенности, которые возникают при изготовлении, транспортировке и др.

Упрощенный метод расчета распространяется на элементы с симметричной формой поперечного сечения. При расчете по упрощенным методом отношений сторон должно удовлетворять условию $0,2 < h / b < 5,0$.

Если открытые торцы сталебетонных элементов полностью забетонированы и имеют толщину защитного слоя бетона не менее 40 мм и не менее 1/6 размера меньшей стороны поперечного сечения торца элемента, то влияние открытых торцов на работу элемента не учитывается.

Защитный слой бетона учитывается в работе сталебетонных элементов, если соблюдается условие $a_{x, \max} \geq 0,3 h$ и соответственно $a_{y, \max} \geq 0,4b$, где $a_{x, \max}$, $a_{y, \max}$ – максимальная толщина защитного слоя бетона меньшей стороны сечения (вдоль оси x) и большей стороны сечения (вдоль оси y).

При наличии в сталебетонных элементах продольной арматуры максимальная площадь поперечного сечения принимается в размере 6 % от площади поперечного сечения бетона. Величина предельных значений напряжений в бетоне сталебетонного элемента принимается αR_b , где α – отношение прочности бетона при загрузении $R_{b, \text{sh}} t$ до прочности бетона с учетом длительных процессов $R_{b, l}$.

Влияние поперечных сил учитывается в случае, когда величина поперечного усилия, воспринимаемого прокатным профилем (трубой), составляет больше половины значения расчетного сопротивления металла. В этом случае поперечное усилие распределяется между стальным профилем и бетоном пропорционально моментам сопротивления их поперечных сечений.

При расчетах сталебетонных элементов с учетом продольного изгиба величина жесткости элемента принимается в зависимости от способа расчета. В обоих случаях жесткость сталебетонного элемента представляет собой сумму жесткостей отдельных его составляющих: стального профиля, бетона и арматуры.

Жесткость сталебетонного элемента в случае обычного способа расчета определяется формулой

$$(EI)_{wk} = E_p I_p + 0,6E_b I_b + E_s I_s.$$

Поправочный коэффициент 0,6 предусмотрен на случай образовании трещин.

Жесткость сталебетонного элемента при расчете по деформированной схеме (по теории 2-го порядка) равна

$$(EI)_{wd} = 0,9(E_p I_p + 0,5E_b I_b + E_s I_s).$$

В последних двух формулах: $E_p I_p$, $E_b I_b$ и $E_s I_s$ – соответственно жесткости стального профиля, бетона и арматуры.

Модуль упругости бетона E_b определяется согласно нормам DIN 1045-1. Образование трещин в бетонном заполнителе сталебетонного элемента при расчете по теории 2-го порядка учитывается коэффициентом 0,5.

Гибкость проверяют для того, чтобы колонна оказалась в диапазоне применимости упрощенного метода. Влияние длительных процессов (усадки и ползучести бетона) на несущую способность сталебетонных элементов учитывается только в элементах с незначительным эксцентриситетом приложения внешней нагрузки ($e / d < 2$) и в случае, если их гибкость не превышает предельно установленного значения λ_r . Предельное значение гибкости принимается:

– для элементов, поперечное сечение которых состоит из прокатных профилей или представляет собой сечение с внешним армированием $\lambda_r = 0,8$ при неизменной конструктивной схеме и $\lambda_r = 0,5$ при переменной конструктивной схеме;

– для трубобетонных элементов $\lambda_r = 0,8 / (1 - \delta)$ и соответственно $\lambda_r = 0,5 / (1 - \delta)$.

Влияние длительных процессов (усадки и ползучести бетона) учитывается более упрощенно, то есть с понижением величины вычисленного модуля упругости бетона. В этом случае считается, что часть напряжений перераспределяется на стальной профиль. Модуль упругости бетона с учетом усадки и ползучести бетона в этом случае определяется по выражению

$$E_{bp} = E_b [1 - 0,5(N_g / N_{tot})],$$

где N_{tot} – продольное усилие от всего нагрузки;

N_g – постоянная часть нагрузки.

В случае постоянного действия длительной нагрузки модуль упругости бетона E_b сокращается вдвое.

Для практических инженерных расчетов сталебетонных элементов на осевое сжатие при длительном воздействии нагрузки немецкие нормы рекомендуют упрощенный способ определения размеров поперечного сечения, при котором расчет выполняется вручную. Этот способ учитывает также влияние усадки и ползучести бетона и хорошо сочетается с европейскими критериями определения критических состояний. Упрощенный способ распространяется на расчет центрально сжатых сталебетонных элементов, в которых поперечное сечение двойной симметричной формы и является неизменным по высоте элемента. При этом особо подчеркивается недопустимость несоблюдения указанных конструктивных требований.

Кроме того, упрощенный способ предполагает наличие достаточной толщины защитного слоя бетона.

Положения норм распространяется на элементы с малой относительной гибкостью ($\lambda \leq 0,2$) или с незначительным относительным продольным усилием ($N_{tot} / N_l \leq 0,1$).

где λ – относительная приведенная гибкость элемента;

N_{tot} – суммарное продольное усилие от всего нагрузки;

N_l – усилие от длительного воздействия доли нагрузки.

Относительная приведенная гибкость сталебетонных элементов определяется по формуле

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{ph,l}}{N_{cr}}}$$

где $N_{ph,l}$ – несущая способность сталебетонного элемента с учетом длительных процессов;

N_{cr} – условная критическая сила по формуле Л. Эйлера, равная

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(EI)_{wk}}{l^2}$$

где $(EI)_{wk}$ – фактическая жесткость элемента с учетом начальных несовершенств;

l – длина элемента.

Несущая способность сталебетонных элементов при осевой сжатия с учетом длительных процессов согласно немецким нормам определяется по формуле

$$N_{ph,l} = R_{sp}A_p + \alpha_i R_b A_b + R_s A_s, \quad (1)$$

где R_{sp}, R_b, R_s – соответственно расчетные сопротивления стального профиля, бетона и арматуры

A_p, A_b, A_s – площади поперечного сечения стального профиля, бетона и арматуры соответственно

α – коэффициент, учитывающий длительные процессы, принимается равным 0,85.

Расчет сталебетонных элементов с учетом продольного изгиба (при $\bar{\lambda} < 0,2$) выполняется в соответствии с нормами DIN 18800-2, которые также согласны с европейским подходом к определению

критических напряжений в предельном состоянии. Расчет по прочности с учетом продольного изгиба выполняется в случае, когда для обоих главных осей поперечного сечения соблюдается условие

$$\frac{N_{tot}}{\chi N_{pb}} \leq 1,0,$$

где χ – относительная несущая способность сталебетонного элемента, отношение несущей способности с учетом гибкости N_{Rd} до расчетной несущей способности без учета гибкости $N_{pl,Rd}$:

$$\chi = \frac{N_{Rd}}{N_{pl,Rd}}.$$

Подбор поперечного сечения сжатых сталебетонных стоек круглого сечения (трубобетонных элементов) с учетом продольного изгиба можно выполнять с помощью специальных графиков. Наличие таких графиков оказывает существенную помощь в выборе нужного диаметра и толщины стенки трубы $d_e \times t_s$, для заданной несущей способности N_{Rd} (Tragfähigkeit) и длины элемента l .

Приведенный способ расчета сжатых сталебетонных элементов по нормам DIN18800-5 достаточно простой и испытанный годами. В то же время он имеет существенные недостатки, которые можно свести к следующему:

– При расчете сжатых сталебетонных элементов со сводной гибкостью $\bar{\lambda} < 5,0$ и при незначительных эксцентриситетах имеет место значительный перерасход бетона и стали, так как для таких элементов коэффициент эффективности работы бетона достигает 3,0 и более, а в немецких нормах он принимается равный 1,0.

В немецких нормах практически отсутствуют разделы, которые были бы посвящены возможности вариационного проектирования с применением методов оптимизации и надежности. Это также уменьшает возможность более широкого применения сталебетон в строительстве.

В общем случае в EN 1994-1-1 «Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» несущая способность на сжатие заполненных бетоном труб круглого сечения в пластической стадии определяется по следующей формуле:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd}, \quad (2)$$

Данная формула основывается на боковом расширении, которое возникает в бетоне под воздействием осевого сжатия, что приводит к кольцевым напряжениям растяжения в стальной трубе и трехосному сжатию в бетоне. Это увеличивает прочность сжатого бетона до величины, которая превышает снижение расчетного сопротивления стали сдвигу при вертикальном сжатии. Коэффициенты η_a и η_c учитывают этот эффект.

При отсутствии эксцентриситета значения $\eta_a = \eta_{a0}$ и $\eta_c = \eta_{c0}$:

$$\eta_{a0} = 0,25 \cdot (3 + 2\bar{\lambda}) \quad (\text{но } \leq 1,0);$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \quad (\text{но } \geq 0).$$

Влияние ограничения поперечных деформаций в прямоугольных трубах, заполненных бетоном, меньше, так как в этом случае возможно развитие кольцевых растягивающих усилий. Во всех трубах учитывается снижение эффекта ограничения поперечных деформаций из-за влияния изгибающих моментов, потому что снижаются продольная деформация сжатия в бетоне и соответствующее расширение в боковом направлении. С увеличением гибкости при росте нагрузки роль изгиба возрастает, а соответственно, снижается влияние поперечного расширения.

По этой причине коэффициенты η_a и η_c зависят от эксцентриситета приложения нагрузки и от гибкости элементов. Вклад от заполнения бетона оказывается ниже $1,0 f_{cd} A_c$ в результате решение становится похожим на уравнение (1). Учитывается наименьшая величина вклада стали $- 0,75 A_s f_{yd}$, где $\bar{\lambda} = 0$ и $e/d = 0$. Это ниже, чем в уравнении (1), которое может быть использовано там, где оно дает большее общее сопротивление, чем при использовании уравнения (2).

Для большинства колонн метод требует выполнения расчета второго порядка, во время которого особое внимание уделяется искривлениям колонны. Тем не менее элемент подвергается полному сжатию, что делает возможным использование кривой деформации EN 1993-1-1. Для колонн, отвечающих предварительным требованиям,

это полезное упрощение, потому что кривые допускают несовершенство элементов. Фактор снижения χ зависит от гибкости λ . Кривые деформаций также полезны, как предварительная проверка колонн на действие концевых моментов; если сопротивление нормальной силе N_{ed} недостаточно, ясно, что рассматриваемая колонна не годится.

На практике большинство стоек подвергается продольному изгибу, и, следовательно, в расчетах требуется учет эффектов второго порядка. Это можно сделать путем расчетов второго порядка для элементов конструкции, рассматриваемых как идеально защемленные, но подверженные действию моментов защемления и сил, полученных из общего расчета. Должны быть учтены любые промежуточные нагрузки. Расчеты нужны для получения максимального момента в стойке, который далее принимается за расчетный момент $M_{Ed\text{ max}}$.

Учет эффектов второго порядка из-за несовершенств элементов конструкции дают максимальный изгибающий момент для элемента. Альтернативой для расчета второго порядка является использование методики расчета кривой критических напряжений при продольном изгибе, приведенной в EN 1993-1-1.

УДК 624

К ВОПРОСУ О ПРИМЕНЕНИИ ПОСТНАПРЯЖЕНИЯ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ МОНОЛИТНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

ЗВЕРЕВ В. Ф., СОКОЛОВСКАЯ Е. И

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В настоящее время в Республике Беларусь широкое распространение получило строительство зданий и сооружений каркасной конструктивной системы из монолитного железобетона. Как показывает практика, современные требования к архитектурно-планировочным решениям торгово-развлекательных центров, паркингов, многофункциональных комплексов, а зачастую и жилых зданий, предусматривают необходимость реализации сетки колонн

большого шага, соответственно перекрытий и покрытий большого пролета, а также консолей большого вылета. Одним из эффективных способов снижения габаритов, материалоемкости и стоимости, а также повышения эксплуатационных характеристик монолитных перекрытий зданий является использование в них предварительного напряжения. Несущий каркас такого здания представляет собой стержневую систему, выполняемую в монолите, с натяжением арматуры непосредственно в процессе строительства.

Системы перекрытий зависят от функционального назначения здания и расположения колонн. Обычно для выполнения монолитных перекрытий используют балочные и безбалочные системы.

В табл. 1 представлены различные типы перекрытий по расходу материалов. За основу принято монолитное перекрытие квадратного сечения с сеткой колонн 6×6 м.

Таблица 1

Расход материалов монолитных перекрытий

Тип перекрытия	Толщина перекрытия	Расход бетона, м ³	Расход Арматуры, кг
Безбалочное	190	6,84	333,6
Безбалочное с капителями	160	8,12	368,2
Ребристое	480	5,28	186,4
Кесонное	460	3,6	143,5

Сравнение результатов показало, что наиболее экономичным перекрытием по расходу материалов является кесонное перекрытие, однако в настоящее время большого распространения оно не получило. Наиболее применяемые типы монолитных перекрытий безбалочное и ребристое.

Безбалочные перекрытия используют при строительстве жилых (гостиниц, квартирных домов и т. д.) и офисных зданий. При этом длина пролетов может изменяться от 6 до 12 м, а стандартная нагрузка достигает 10 кН/м^2 .

Преимущества использования систем безбалочных перекрытий:
– низкие затраты на опалубку;

– многообразии расположения колонн.

Система балочных перекрытий используется при строительстве большепролетных сооружений – гаражей или офисных зданий.

Преимущества использования балочной системы – эффективное решение для сооружений с малыми пролетами в одном направлении и большими пролетами в другом.

Таблица 2

Сравнение расхода материалов на 1 м² предварительно-напряженного и железобетонного перекрытия

Конструктивное решение	Шаг колонн, м	Толщина плиты, мм	Полезная нагрузка, кПа	Расход арматуры	
				Напряженная, кг/м ²	Ненапряженная, кг/м ²
Плоская постнапряженная плита перекрытия	6,6×6,6	225	5,5	2,1	12
Плоская железобетонная плита перекрытия		275	5,5	-	30

Основным недостатком монолитных железобетонных перекрытий применяемых в строительстве, является их значительная масса и как следствие недостаточная их жесткость и трещиностойкость даже при небольших нагрузках. Эти недостатки устраняются с внедрением в практику строительства железобетона с предварительно напрягаемой арматурой (рис. 1).

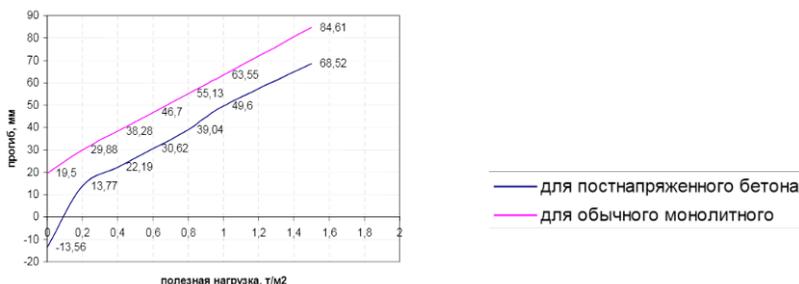


Рис. 1. График зависимости прогиба от полезной нагрузки

При применении постнапряжения в монолитном железобетонном перекрытии ее дополнительное армирование работает, как «активное» армирование.

Применяется два типа систем постнапряженного армирования: несвязанная и связанная.

В несвязанной системе постнапряженного армирования канаты с бетоном не находятся в прямой связи.

В связанной системе постнапряженного армирования канаты в пластиковой или металлической оболочке с заполнением цементно-песчаным раствором.

Показатели экономической эффективности применения преднапряженного железобетона. Ниже представлены основные показатели, наглядно подтверждающие экономическую эффективность применения преднапряженного железобетона в строительстве, на примере построенных объектов. Все показатели рассчитаны в соответствии с действующими нормативами и методическими рекомендациями на базе исходных данных проектно-сметной документации.

Таблица 3

Экономические показатели для возведения жилых зданий

Наименование показателя	Проект	Функционально-назначение объекта (Жилое здание)
Расход арматуры	Без предн.	34 кг
	Преднапр.	16 кг
Расход бетона	Без предн.	0,25 куб. м
	Преднапр.	0,23 куб. м
Трудоемкость	Без предн.	2,5 чел.-ч
	Преднапр.	2,2 чел.-ч
Энергоемкость	Без предн.	5,3 кВт.-ч
	Преднапр.	4,9 кВт.-ч
Сроки строительства	Без предн.	0,23 ч
	Преднапр.	0,21 ч

Отметим преимущества системы постнапряжения:

– улучшенные экономические показатели, включая снижение расхода материалов по сравнению с традиционными железобетонными и даже стальными конструкциями;

– возможность создания больших пролетов при обеспеченных требованиях жесткости перекрытия. При этом увеличение пролетов позволяет осуществлять гибкую планировку площадей перекрытия;

– снижение нагрузок от собственного веса перекрытий, что создает благоприятный эффект для наиболее нагруженных колонн нижних этажей и фундаментов;

– обеспечение высоких эксплуатационных показателей при действии нагрузок, что повышает долговечность конструктивных систем;

– сокращение сроков строительства.

Использование преднапряженного железобетона открывает большие возможности для снижения материалоемкости, трудоемкости и энергоемкости строительства. Предварительное напряжение бетона в конструкциях демонстрирует новые возможности и определяет перспективу развития железобетона в качестве материала для возведения современных зданий и сооружений.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. <http://www.enerprom.ru/qa/67.html>
2. <http://www.bstu.by/ru/nauka-i-innovatsii/transfer-tehnologij.nauchno-tehnicheskie-i-innovatsionnye-razrabotki/stroitelstvo/konstruktsiya-monolitnyh-plit-perekrytij>.
3. <http://psk-stroitel.ru/tehnologii/sistemy-predvaritelnogo-napryazheniya.html>.
4. Предварительно напряженный железобетон: по материалам IX Международного конгресса ФИП, Прага, 1970 / К.В. Михайлов, Г.И. Бердичевский, Ю.С. Волков и др. – М.: Стройиздат, 1986. 255 с.
5. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие для вузов по спец. «Пром. и граждан. стр-во» / И.М. Спиранский, С.Г. Шашевская, С.В. Бондаренко. – М.: Высш. шк., 1989. – 176 с.
6. Семенов А.И. Предварительно напряженный железобетон с витой проволочной арматурой. – М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.

7. Потерщук В.А., Пецольд Т.М., Пастушков Г.П., Тур В.В. Конструктивная система многоэтажного каркасного здания с плоскими сборно-монолитными перекрытиями // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подбор инженерных кадров Республики Беларусь: сб. науч. труд. – Брестский политехнический институт, 1997. – 111 с.

8. <https://www.webkursovnik.ru/kartgotrab.asp?id=-59968>.

9. <http://docplayer.ru/27497499-Monolitnoe-bolsheproletno-rebristo-perekrytie-s-postnapryazheniem.html>.

10. <http://docplayer.ru/44637472-Perspektivy-primeneniya-nanobetonov-v-monolitnyh-bolsheproletnyh-rebristyh-perekrytyah-s-postnapryazheniem.html>.

УДК 624.078.4

СОПОСТАВЛЕНИЕ МЕТОДИК РАСЧЕТА ШАРНИРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО СНИП II-23-81* И EN 1993-1-8

ЗГИРОВСКИЙ А. И., КОНОНОВИЧ К. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В настоящее время в строительстве широко применяются стальные конструкции: их отличает небольшие затраты (по сравнению с железобетоном) на их проектирование и изготовление, а также короткие сроки монтажа с минимальными затратами на различные механизмы. Проектирование, производство и монтаж стальных конструкций выполняются согласно стандартам (нормативным документам), принятых в строительной отрасли. С 1 июля 2015 года на территории Республики Беларусь проектирование, производство и монтаж стальных конструкций осуществляется в соответствии с требованиями Еврокод 3. Данный нормативный документ предоставляет расширенные возможности для проектирования металлических конструкций по сравнению с СНиП II-23-81*, однако оперирует несколькими отличающимися расчетными методами и положениями.

В связи с отсутствием опыта проектирования конструкций с использованием данных норм, возникает проблема несовпадения новых норм и действующих сборников сортаментов. Решением данного вопроса может стать создание уже готовой базы конструкций, узлов сопряжения и т. д. Создание такой базы поможет повысить скорость проектирования и оптимизировать затраты труда.

В строительной механике обычно рассматривают шарнирное или жесткое сопряжение стержней друг с другом и с фундаментом. В реально изготовленных конструкциях специально изготовленные шарниры встречаются редко, в арочных конструкциях, мостах и т. д. В иных случаях используют конструктивные решения, обеспечивающие взаимный поворот стержней за счет податливости соединений. Шарнирное сопряжение конструкций позволяет решать определенные задачи: исключить или ослабить влияние на работу конструкций осадки фундамента, температурных воздействий, упростить монтаж и т. п. Для создания шарнирного соединения необходимо предусмотреть конструктивные мероприятия, обеспечивающие возможность взаимного поворота стержней соединенных шарниров, что в большинстве случаев можно сделать за счет податливости соединений.

Существует множество конструктивных схем с использованием шарнирных узлов. В связевых схемах и рамно-связевых конструктивных схемах каркасных многоэтажных зданий нагрузка через перекрытия передается на ригели, которые шарнирно примыкают к колоннам и к жестким элементам – стенкам или ядрам жесткости или к связевым блокам. За счет этого обеспечивается жесткость и геометрическая неизменяемость конструкций. Такие конструктивные схемы позволяют максимально эффективно использовать материал: маленькие пролеты позволяют выполнить ригели небольшого сечения, как и сечения колонн, работающих при такой схеме как центрально-сжатый стержень.

Соединения главной балки с колонной и второстепенных балок с главной проектируют шарнирным. Такое соединение второстепенных балок с главной позволяет не передавать на главную балку дополнительный крутящий момент. При использовании в конструктивных схемах многопролетных рам шарнирного соединения балки с колонной, на колонны передается только вертикальная нагрузка,

что позволяет определить характер их работы как центрально-сжатые стержни. Такая конструктивная схема приводит к значительной экономии материала, так как сечения колонн становятся меньше чем при жестком соединении. Однако это приводит к возрастанию момента в балке, что делает целесообразным переход к конструктивной схеме с использованием ферм. Шарнирные узлы используются при проектировании большепролетных рамных конструкций. В таких рамах почти всегда используется шарнирное соединение рамы с фундаментом, что позволяет существенно снизить влияние перемещений фундаментов. Нагрузки с покрытия передаются на рамы через ригели опертые шарнирно, для уменьшения влияния крутящего момента. Так же часто используются трехшарнирные рамы, имеющие шарнирные узлы в середине пролета и в местах соединения с фундаментом.

В странах европейского союза шарнирные узлы так же называют «простое соединение». Такое определение этих узлов подчеркивает направление в проектировании многоэтажных связевых рам в которых балки передают нагрузку на колонны, которые работают на центральное сжатие.

Конструктивно шарнирные узлы выполняются на гибких фланцах, через соединительный уголок, на овальных отверстиях, на опорных столиках. Для стран Европейского союза самыми распространенными видами шарнирных узлов являются: гибкие фланцы (полным и частичные), соединительный уголок или пластина.

В сварных шарнирных соединениях основными являются угловые вертикальные швы. Такие шва обладают достаточной деформативностью и не передают изгибающий момент, воспринимая только срезающее усилие.

Согласно методике изложенной в СНиП II-23–81* прочность сварных швов зависит от длины шва, катета шва, материала сварной проволоки и от глубины проплавления, которая зависит от вида сварки и катета шва. Расчет производится с допущением, что сварной шов может потерять несущую способность по границе сплавления или по металлу шва, а за расчетное принимается минимальное численное значение.

Наиболее удобными в монтажных условиях являются болтовые соединения. Простота выполнения без сложного дорогостоящего

оборудования обеспечило широкое их применение вместо клепаных и сварных соединений.

В ТКП EN 1993-1-8 [2] представлены два метода расчета сварных соединений.

Первый из предложенных методов расчета (направленный метод) предложен из допущения что напряжения являются равномерно распределенными по сечению сварного шва и сводятся к нормальным и касательным напряжениям. Этот метод является достаточно трудоемким, поэтому на практике используется второй представленный метод (упрощенный метод).

Прежде всего стоит отметить что предпосылки касающиеся характера работы узла совпадают в обеих методиках. Шарнирные узлы не передают моменты и основной расчетной нагрузкой для них, является усилие на срез, возникающее вследствие действия на узел поперечных усилий. Одинаковыми являются и компоненты узлов воспринимающие срезающие усилие – вертикальные сварные швы и болты, работающие на срез. Хотя ТКП EN 1993-1-8 допускает использование заклепок в таких соединениях, согласно Национальному Приложению [3] на территории нашей страны заклепки не используются в связи с отсутствием документов регламентирующим их характеристики и свойства, а также технологию изготовления и использования. Так же стоит отметить, что конструктивное решение шарнирных узлов в практике так же схожи: шарнирное соединение достигается соединением элементов через гибкий фланец (фланец, не приваренный к полкам балки) или через соединительную пластину, примыкающую к стенке балки.

Так как процесс перехода на использование новых норм проектирования является комплексным, в нашей стране были также введены новые документы, связанные с ТКП EN 1993-1-8 [2] документы, касающиеся материалов сварной проволоки болтов, а также их характеристик и технологии изготовления. Вследствие этого были переделаны и адаптированы уже использующиеся на территории нашей страны документы, что означает идентичность расчетных характеристик используемых в обеих методиках.

Стоит отметить тот факт, что в ТКП EN 1993-1-8 [2] изложена методика по расчету вращательной жесткости и вращательной способности узлов, позволяющая численным образом определить возможность узла передавать изгибающие моменты, вследствие чего

узлы можно разделить на три класса: жесткие, полужесткие и номинально шарнирные. В нормах, использовавшихся в нашей стране ранее подобных методик по определению жесткости узла не было, а все узлы классифицировались как жесткие и шарнирные.

При сравнении методик расчета сварных соединений стали явными некоторые различия:

При расчете по СНиП II-23-81*[1] определяется несущая способность сварного шва по границе сплавления с основным металлом и по металлу шва. За расчетное значение принимается наименьшее. Значение несущей способности по металлу шва сильно зависит от материала сварной проволоки и технологии сварки. По методике, изложенной в ТКП EN 1993-1-8 [2], расчетная несущая способность шва зависит только от номинального сопротивления на растяжение более слабого соединяемого элемента, а разрушение всегда происходит по металлу шва.

Таким образом, в СНиП II-23-81*[1] при расчете сварного шва указываются материалы сварной проволоки, используемые при сварке, и учитываются ее характеристики, тогда как в ТКП EN 1993-1-8 [2] согласно п. 4.2.2: Значения предела текучести, временного сопротивления, относительного удлинения при разрыве должны быть эквивалентны или выше значений, установленных для основного металла.

Так же некоторые отличия имеют конструктивные особенности сварных швов касающиеся значений эффективной длины сварного шва.

Методики по расчету болтов на срез, в обоих методиках очень похожи: они заключаются в определении несущей способности болта на срез и металла соединяемых элементов на смятие. За несущую способность принимается наименьшее из этих значений. Порядок определения этих значений различен в обоих случаях.

Также стоит отметить различные конструктивные требования по расположению болтов. Также в ТКП EN 1993-1-8 [2] даны конструктивные требования по проектированию соединений на овальных отверстиях а так же проводится учет в соединении резьбовой части болта.

В обеих методиках описан учет ослабленного отверстиями сечения. В СНиП II-23-81*[1] эта методика сводится к уменьшению сечения за счет отверстий и проверке уменьшенного сечения

на прочность как для полного сечения. В ТКП EN 1993-1-8 [2] представлена иная модель учета ослабленного сечения, которая сводится к определению вырываемой части сечения и проверки этой части по определенным формулам. Такой подход более полно описывает поведение материала под нагрузкой в ослабленной зоне. Следовательно, можно отметить кардинально различный подход к учету данного ослабления.

Сравнение методик проводилось сравнением численных значений несущей способности соединения вычисленной по обоим методам. Расчет несущей способности сварного шва проводился для соединения металлической пластины к стенке двутавра из стали С235 угловым швом $l_w = 100$ мм с катетом $k_f = a = 5$ мм. Для методики по СНиП II-23-81*[1]:

Далее были проведены расчеты для различных катетов швов, стальной соединяемых элементов и видов сварки. Результаты расчетов приведены в табл. 1. Подобным образом было рассчитано болтовое соединение. Расчет несущей способности болтового соединения проводился для соединения металлической пластины к стенке двутавра из стали С235 с $t = 5$ мм соединенных болтами класса 4.6, $d = 16$ мм. Для методики по СНиП II-23-81*[1].

Для обеспечения наглядности далее приведены графики показывающие результаты расчетов несущей по обоим методикам в каждом варианте исходных данных.

На рис. 1 представлен график несущей способности шва. Как видно этот график имеет большое расхождение результатов (Среднее квадратичное отклонение процента расхождения составляет 24,1262 %). Оно связано с тем, что по методике, описанной в СНиП II-23-81*[1], за расчетную несущую способность шва принимается наименьшее из двух значений: несущей способности по материалу шва и несущей способности по границе сплавления с основным металлом. Тогда как в ТКП EN 1993-1-8 [2] согласно п. 4.2.2 Значения предела текучести, временного сопротивления, относительного удлинения при разрыве должны быть эквивалентны или выше значений, установленных для основного металла. Это значит, что несущая способность сварного шва зависит только от материалов соединяемых элементов. В отличии от СНиП II-23-81*[1] расчет угловых швов по ТКП EN 1993-1-8 не позволяет металлу сварного шва обуславливать работу соединения, и, хоть согласно теории

изложенной в [2] разрушение сварных швов происходит по металлу шва, показатель в СНИП II-23–81*[1] близкий по теоретическим предпосылкам – несущая способность шва по границе сплавления. Принимая во внимание такое допущение далее представлены результаты сравнения значений несущей способности по границе сплавления по методике СНИП II-23–81*[1], с результатами полученными по методике ТКП EN 1993-1-8. Графики сравнения представлены на рис. 2. Как видно результаты показали гораздо большую сходимость. Графики, построенные по результатам вычислений болтов на срез, приведены на рис. 3. Стоит отметить, что методы показали достаточно хорошую сходимость. Среднеквадратичное отклонение процента расхождения составило 6,41 %.

Статистические данные результатов расчета приведены в табл. 1. Разброс значений для сварного соединения связан с тем, что в методике по СНИП II-23–81*[1] в зависимости от вида сварки и материала сварной проволоки используются различные коэффициенты глубины проплавления, которые изменяются от 0,7 до 1,15, в ТКП EN 1993-1-8 подобных коэффициентов нет. Результаты исследования показывают, что общие допущения и предпосылки в этих методиках схожи, однако конкретные формулы и используемые коэффициенты различны.

Таблица 1

Статистические данные расчетов

	Максимальный процент расхождения	Среднее арифметическое значение процента расхождения	Среднее квадратичное отклонение процента расхождения	Средняя погрешность среднего значения
Болтовое соединение	18,52 %	11,67 %	11,7 %	0,044 %
Сварное соединение с учетом результатов расчетов по металлу шва	107,96 %	23,31 %	24,17 %	0,423 %
Сварное соединение без учета результатов расчетов по металлу шва	23,36 %	5,51 %	9,99 %	0,176 %



Рис. 1. Графики к расчету сварного шва

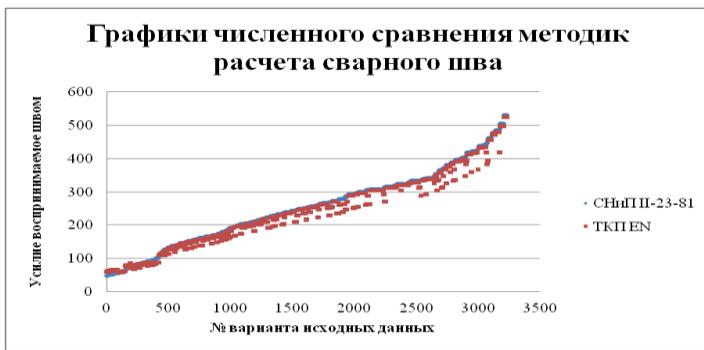


Рис. 2. Графики к расчету сварного шва без учета значений по металлу шва.

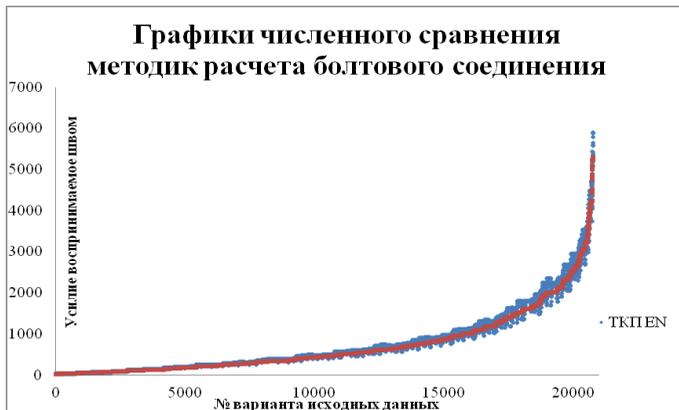


Рис. 3. Графики к расчету болтового соединения

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-23–81*. Стальные конструкции. – М.: ФГУП ЦПП, 2006. – 90 с.
2. ТКП EN 1993-1-8-2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений. – Минск: МАиС Республики Беларусь. – 2006. – 128 с.
3. ТКП EN 1993-1-1-2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск: МАиС РБ. – 2006. – 96 с.
4. EN 1993-1-8. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1.8: Design of Joints. – Brussels: CEN Brussels Belgium. – 2005. – 128 с.
5. Катюшин, В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство) / В.В. Катюшин. – М.: ОАО «Издательство «Стройиздат», 2005. – 656 с.
6. Joints in Steel Construction. Simple Connections. – London: SCI and BCSA. – 2002. – 490 p.
7. Металлические конструкции. Общий курс: учебник для вузов/Е.И.Беленя, В.А.Баладин, Г.С.Ведеников и др.; Под общ. ред. Е.И.Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с., ил.
8. Металлические конструкции. В 3т. Т.1. Общая часть (Справочник проектировщика) / под общ. ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИ-проектстальконструкция им. Н.П. Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1998. – 576 стр.
9. Проектирование металлических конструкций: Спец. курс. Учеб. пособие для вузов/ под ред. В.В. Бирюлев, И.И. Кошин, И.И. Крылов, А.В. Сильвестров. – Л.: Стройиздат, 1990 – 432 стр.
10. Металлические конструкции. В 3т. Т.1. Элементы конструкций; учеб. для строит. вузов. / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. – 3-е изд., стер. – М.: Высш. шк., 2004. – 551 с.: ил.
11. ТКП EN 1992-1-1–2009. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск: МАиС Республики Беларусь. – 2015. – 205 с.
12. ТКП 45-5.04-274–2012 Стальные конструкции. Правила расчета – Минск: МАиС Республики Беларусь. – 2013. – 159 с.

ВЛИЯНИЕ ДИСПЕРСНОГО АРМИРОВАНИЯ НА ПЛОТНОСТЬ И ПОРИСТОСТЬ ФИБРОБЕТОНА

КОЛЕДА Е. А., БОНДАРОВИЧ А. И., ЛЕОНОВИЧ С. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Состояние вопроса. Свое главенствующее положение в строительной области бетон получил благодаря ряду характерных свойств: прочность, долговечность, морозостойкость, водонепроницаемость, огнестойкость и др. Однако, прочность при сжатии значительно выше, чем при растяжении и изгибе. Сочетаемость бетона, характеризующегося высокой прочностью на сжатие, и строительной арматуры, выдерживающей высокие растягивающие напряжения, является базой для повсеместного использования, как в сборных, так и в монолитных железобетонных конструкциях. В качестве армирующего материала в последнее время все более широко применяется дисперсное армирование волокнами, которые могут быть из различных материалов: металл, базальт, полипропилен, стекло. Многочисленные исследования, проводимые различными учеными, показывают, что дисперсное армирование улучшает механические характеристики бетонов: повышает трещиностойкость, ударостойкость, прочность при растяжении и изгибе; способствует стойкости бетона к воздействию агрессивной среды; позволяет сократить рабочие сечения конструкций и в ряде случаев отказаться от использования стержневой арматуры или уменьшить ее расход [1, 2, 3].

Опытные образцы и материалы. В НИИЛ «Бетонов и строительных материалов» проводились исследования сталефибробетона с различной концентрацией фибры на прочность при изгибе. Для испытаний были изготовлены образцы-балочки размером $100 \times 100 \times 400$. В два типа бетона-матрицы, одинаковых по подвижности и составу, при варьировании массы цемента: I тип – 300 кг/м^3 , II тип – 350 кг/м^3 , добавлялось различное количество стальных волокон: 20, 40, 60 кг/м^3 . Испытания проводились на разрывной машине ZwickRoell Z100 по [4] на четырехточечный изгиб.

Образцы-балки изготавливались с использованием форм в соответствии с ГОСТ 10180 [4]. После формования образцы помещались в пропарочную камеру на 48 часов, и далее хранились 28 суток в камере нормального твердения в соответствии с ГОСТ 18105 [5].

Методика экспериментальных исследований. В результате испытаний были получены графики деформирования образцов под нагрузкой «нагрузка–деформация» (рис. 1).

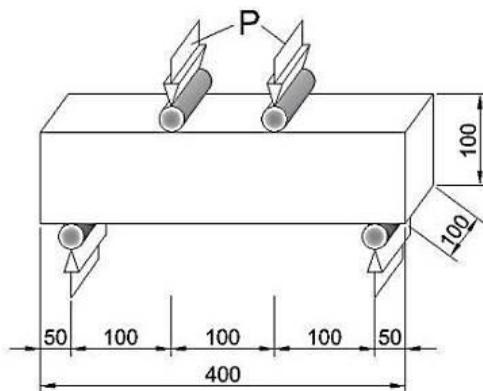


Рис. 1. Испытания образца-балки из фибробетона на четырех точечный изгиб

По полученным графикам можно оценить влияние концентрации фибры на диаграмму деформирования, в особенности на ниспадающую ветвь (рис. 2, 3).

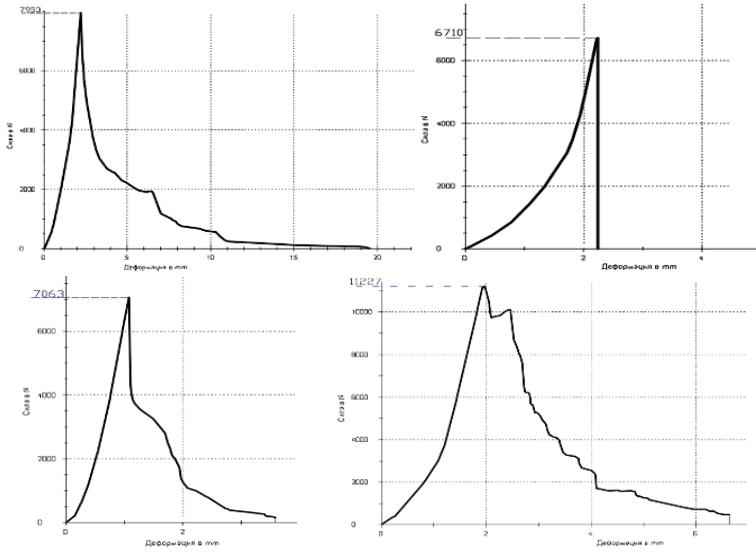


Рис. 2. Графики «нагрузка–деформация» для образцов из бетона-матрицы I типа
a – без фибры; *б-г* – с фиброй (20, 40, 60 кг/м³ соотв.)

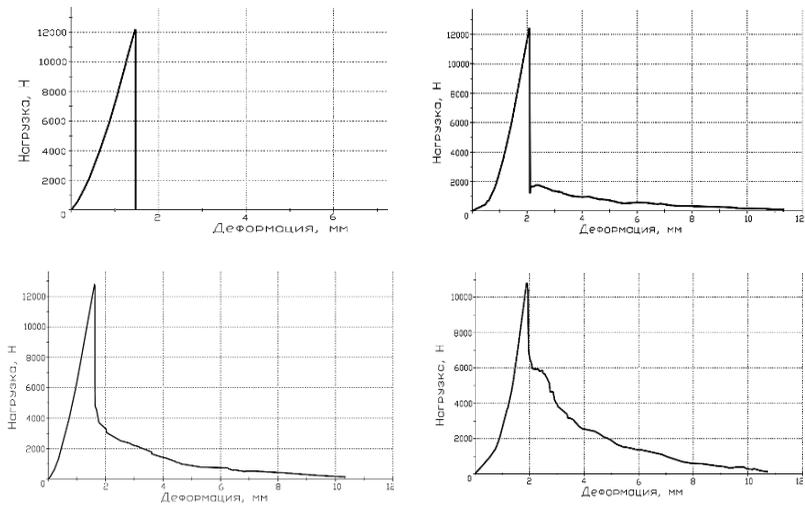


Рис. 3. Графики «нагрузка–деформация» для образцов из бетона-матрицы II типа
a – без фибры; *б-г* – с фиброй (20, 40, 60 кг/м³ соотв.)

Результаты экспериментальных исследований и анализ

Таблица 1

Прочность на растяжение при изгибе

Содержание фибры φ , кг/м ³	Бетон-матрица I		Бетон-матрица II	
	Нагрузка, кН	f_{lf} , МПа	Нагрузка, кН	f_{lf} , МПа
0	6,8	1,88	12,2	3,37
20	7,85	2,16	11,5	3,17
40	8	2,28	12,9	3,56
60	10,6	2,93	11,2	3,09

Как видно из графиков (рис. 3, 4), увеличение концентрации используемой фибры в бетоне-матрице II типа оказало меньшее влияние на сопротивление фибробетона появлению (старту) первой (магистральной) трещины по сравнению с бетоном-матрицей I типа (табл. 1). В данном случае фибра не повлияла на перераспределение прикладываемой нагрузки, а «сработала» только на раскрытие трещины – остаточные деформации. Сопротивление изгибу балочки до появления трещины оказывала матрица бетона. Поэтому, на следующем этапе было определено влияние фибры на плотность и пористость бетона. Исследование проводилось на кубах с ребром 10 см, изготовленных одновременно и из одного замеса фибробетонной смеси, что и балочки. Определение показателей пористости бетонов выполнялось по кинетике их водопоглощения в соответствии с ГОСТ 12730 [6]. Показатели пористости и водопоглощения приведены в табл. 2 и на рис. 4, 5.

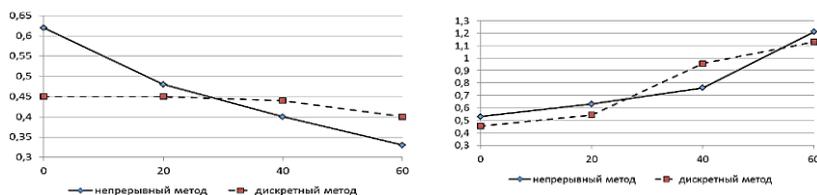


Рис. 4. Зависимость показателей однородности (слева) и среднего размера (справа) капиллярных пор от концентрации фибры (по дискретному и непрерывному методу)

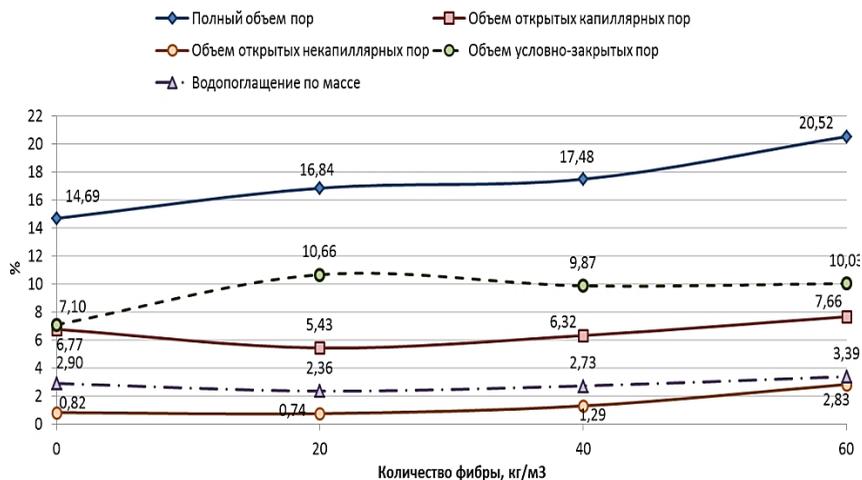


Рис. 5. Зависимость показателей пористости от концентрации фибры в бетоне-матрице II типа

Таблица 2

Показатели пористости и водопоглощения фибробетона

Показатели	0 кг/м³	20 кг/м³	40 кг/м³	60 кг/м³
Плотность бетона	2334,40	2306,64	2319,32	2262,68
Полный объем пор, %	14,69	16,84	17,48	20,52
% увел. пористости	0%	14,68%	19,05%	39,76%
Водопоглощение бетона по массе, %	2,90	2,36	2,73	3,39
	0,00 %	-18,76%	-5,99%	16,79%
Водопоглощение бетона по объему (откр. капилл. пор), %	6,77	5,43	6,32	7,66
	0,00%	-19,73%	-6,59%	13,20%
Объем открытых некапиллярных пор по объему, %	0,82	0,74	1,29	2,83
	0,00%	-9,45%	57,21%	243,92%
Объем условно-закрытых пор, %	7,10	10,66	9,87	10,03
	0,00%	50,31%	39,08%	41,43%

Выводы

1. Стальная фибра не всегда приводит к увеличению показателей прочности на изгиб фибробетона.

2. В ряде случаев зафиксировано разуплотнение бетонной матрицы при введении фибры, повышение пористости и снижению показателей прочности.

3. Использование дисперсного армирования эффективно в низкомарочных бетонах.

4. Эффективность использования фибробетона в конструкциях целесообразно оценивать по трещиностойкости фибробетона, и предпочтительно по критическому коэффициенту интенсивности напряжений (ККИН) при нормальном отрыве.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Коледа Е.А., Леонович С.Н., Латыш А.В. Анализ физико-механических характеристик сталефибробетона : Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров : материалы XX междунар. науч.-метод. семинара (Гродно, 17–19 февр. 2016 г.) / редкол.: В. Г. Барсуков (гл. ред.) [и др.]. – Гродно : ГрГУ, 2016. – 408 с. – с.248-253.

2. Е.А. Коледа, С.Н. Леонович Неразрушающий контроль качества фибробетонных конструкции как компонент системы мониторинга рисков при эксплуатации производственного объекта : научно-практический журнал «Системные технологии» № 19, 2016 г. – С. 85–95.

3. Вязкость разрушения высокопрочного сталефибробетона при высокотемпературных воздействиях / С. Н. Леонович, В. Ф. Зверев, Д. А. Литвиновский : Проблемы современного бетона и железобетона : материалы III международного симпозиума (Минск, 9–11 ноября 2011 г.) : в 2 т. / [редкол.: М. Ф. Марковский (гл. ред.) и др.]. – Т. 2: Технология бетона. – С. 301–311.

4. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180–2012.

5. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности: ГОСТ 18105–2010.

6. Бетоны. Методы определения показателей пористости: ГОСТ 12730.4–78.

МОНИТОРИНГ НАБОРА ПРОЧНОСТИ БЕТОНА В МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ НЕРАЗРУШАЮЩИМИ МЕТОДАМИ

*КОЛЕДА Е. А., ЛАТЫШ А. В., ГРУШЕВСКАЯ Е. Н.,
КОВОРТНЫЙ П. А., СНЕЖКОВ Д. Ю., ЛЕОНОВИЧ С. Н.*

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Состояние вопроса. Определение прочности бетона в раннем возрасте является важным параметром для совершенствования технологии строительного процесса. Особенно это актуально в монолитном строительстве. От прочности бетона в раннем возрасте зависит время распалубки и выполнения последующих монолитных процессов. Для бетона одинаковой рецептуры и неизменной технологии производства работ нет нужды в постоянном контроле прочности, и достаточно периодического. Однако при изменении температурно-влажностных условий или при смене поставщика бетона, его состава, необходим мониторинг набора прочности бетона в конструкциях: в раннем возрасте, распалубочной, проектной. Наиболее удобным способом контроля является неразрушающий [1–4].

Методика экспериментальных исследований. Для бетона, рассматривая его как изотропную, квазиоднородную и упругопластичную среду, зависимость показаний прибора метода упругого отскока – индекса отскока бойка h , в первом приближении может быть представлена как

$$h = \psi \frac{\sigma_d^{5/4}}{E_d^*} + h_0, \quad (1)$$

где σ_d – динамический предел прочности;

E_d^* – приведенный динамический модуль упругости системы «материал – индентор»;

ψ и h_0 – коэффициенты, зависящие от физических и конструктивных параметров ударного механизма склерометра (энергии удара, массы индентора и др.).

Зависимость (1) получена на основании анализа физической модели идеализированной системы «индентор–бетон» и не учитывает ряда факторов, характерных для реального процесса измерения: нелинейного характера зависимости «напряжение–деформация» бетона, его вязкие свойства, трение индентора в области контакта, конструктивные особенности механизма индентирования. Но она наглядно демонстрирует различие в характере влияния параметров прочности и упругости бетона на косвенный параметр h : рост модуля упругости бетона приводит к снижению индекса отскока, в противоположность влиянию прочности. Важным является также то обстоятельство, что изменение плотности бетона не влияет на косвенный параметр метода. Другим недостатком метода упругого отскока является малый объем бетона подвергающегося пластической деформации в зоне контакта. По оценкам [5] радиус пластической зоны составляет 1,1–1,2 диаметра отпечатка, что для молотка Шмидта типа N составляет 3–9 мм, для прибора ИПС-МГ4 – 2–5 мм. То есть, «глубина проникновения» в бетон для данного метода не достигает и 10 мм.

Акустические методы, в частности, ультразвуковой импульсный, в значительной мере свободны от этого недостатка. Даже при использовании поверхностного «прозвучивания» конструкции на постоянной базе измерения 12–15 см, толщина поверхностного слоя бетона влияющего на распространения упругой волны составляет 3–4 см. Основным косвенным параметром ультразвукового метода испытаний при определении прочности бетона является скорость (время) распространения импульса ультразвуковых колебаний, несмотря на доказанную [6, 7] эффективность использования в качестве информационных параметров других акустических характеристик, включая характеристики частотного спектра акустического сигнала, его затухания и др. Отказ от использования в практике неразрушающего контроля бетона расширенного перечня его акустических параметров связан, главным образом, с техническими проблемами при их измерении в построечных условиях.

Скорость распространения ультразвуковых колебаний в бетонном массиве определяется его упругими свойствами, в соответствии с формулами классической акустики:

$$c_l = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}, \quad c_t = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \approx 0,61 \cdot c_l, \quad (2)$$

где c_l , c_t – скорости распространения продольной и поперечной упругих волн в массиве; ρ – плотность материала;

E , ν – динамические модуль упругости и коэффициент Пуассона соответственно.

Из приведенных зависимостей (1) и (2) видны различия в чувствительности рассмотренных методов контроля к параметрам упругости бетона и его прочности, что дает основание предположить возможность искусственного «обострения» чувствительности к тому или иному физико-механическому параметру бетона на основе системы (метода) объединения оценок отдельных методов контроля.

Алгоритм комплексного метода оценки прочности бетона $f_{c,complex}$ базируется на коррекции данных метода упругого отскока по СТБ 2264–2012 и ГОСТ 22690–88, которые принимаются за опорные, поправкой, являющейся функцией разницы оценок прочности бетона ультразвуковым импульсным методом по ГОСТ 17624–2012 и опорного метода, в соответствии с формулой

$$f_{c,complex} = f_{c,bas} + \delta(\Delta f_c), \quad (3)$$

где $\Delta f_c = f_{c,add} - f_{c,bas}$; $f_{c,bas}$, $f_{c,add}$ – оценки прочности бетона опорным (базовым) и дополнительным методами соответственно.

Изготовление монолитных изделий при низких температурах, с использованием электродного прогрева или прогрева проводом, может приводить к заметным различиям температурного режима, а значит и различию показателей прочности наружных и внутренних слоев бетона, особенно при использовании металлической опалубки с недостаточной теплоизоляцией.

Аналогичный эффект может вызвать раннее снятие опалубки, без принятия должных мер по удержанию в бетоне влаги и тепла. Поэтому для повышения достоверности НМК выглядит потенциальная способность УЗМ «просвечивать» внутри бетонный массив. Свойство комплементарности может рассматриваться в различных аспектах. Оно может выражаться отрицательными коэффициентами корреляции объединяемых оценок контролируемого параметра, а

может быть выражено различием в пространственной локализации контролируемых областей бетона каждого из методов.

Объект исследования. Результаты мониторинга. Сотрудниками кафедры «Технология строительного производства» и научно-исследовательской лаборатории «Промышленное и гражданское строительство» БНТУ выполнялись комплексные исследования набора прочности бетона в раннем возрасте на объекте исследования. Влияющими факторами были, изменение рецептуры бетонной смеси и отказ от прогрева бетона (весенний период). Проводился мониторинг вертикальных монолитных конструкций на двух объектах исследования (жилые здания с монолитным каркасом).

Прочность бетона каждой вертикальной монолитной конструкции объекта исследования определялась способом поверхностного прозвучивания (приборы Пульсар 2.2 и УК1401), методом ударного импульса (склерометр) и комбинированным методом (ультразвук и ударный импульс). На каждой конструкции проводилось не менее четырех измерений каждым методом [8–10].

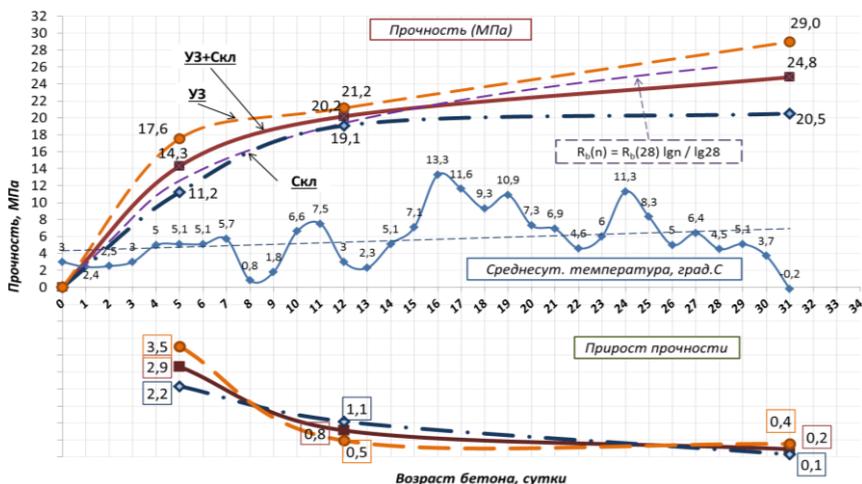


Рис. 1. Набор прочности монолитного бетона в колоннах

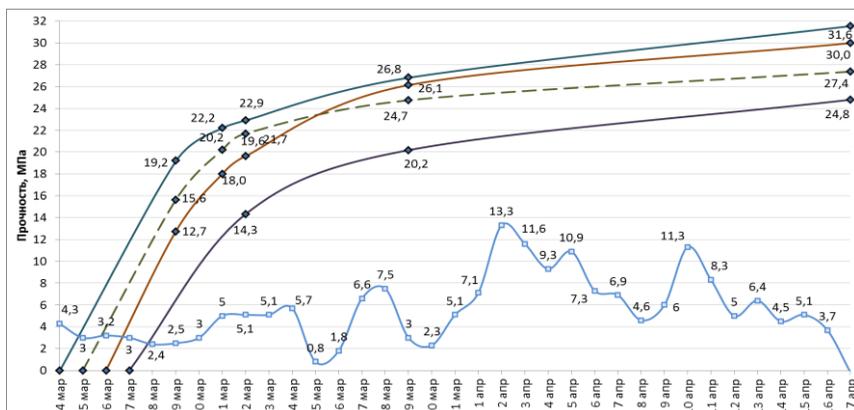


Рис. 2. Набор прочности монолитного бетона вертикальных конструкций иследуемого объекта

На приведенных графиках хорошо наблюдается прирост прочности бетона в разные периоды контроля для каждой отдельной конструкции (колонны, стены). Также отдельно приведены результаты измерений в каждый контрольный период.

Выводы

1. Выявлены особенности набора прочности монолитного бетона при изменении рецептуры и отказе от прогрева.
2. Выявлены особенности определения прочности бетона в раннем возрасте комплексным методом.
3. Выявлены особенности при определении прочности бетона в раннем возрасте ультразвуковым методом и методом ударного импульса.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Снежков, Д.Ю. Основы мониторинга возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2016. – 330 с.
2. Leonovich, S.N. Complex method of strength estimation of the monolithic reinforced concrete structures / S.N. Leonovich, D.U. Snezhkov // Concrete structures stimulators of development: proceedings of international FIB conference. – Dubrovnik, 2007. – P. 947–954.

3. Способ определения прочности бетона в конструкциях методом неразрушающего контроля: пат. № 20585 Республики Беларусь, МПК G 01 N 33/38/ Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович; заявитель БНТУ (ВУ). № а 20130687; заявл. 29.05.2013; опубл 09.08.2016 // Афіцыйны бюл./ Нац. центр інтэлектуал. уласнасці. – 2016. – № 6 (113). – С.111–112.
4. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности: ГОСТ 17624–2012. Введ. 01.01.2014. – М., 2014. – 16 с.
5. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Минстройархитектуры, 2003. – 139 с.
6. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля: ГОСТ 22690–88.
7. Бетоны. Правила контроля прочности: ГОСТ 18105–2010.
8. Снежков Д.Ю., Леонович С.Н. Неразрушающий контроль бетона в монолитном строительстве: совершенствование средств и методов. – Минск: БНТУ, 2006. – 218 с.
9. Леонович С.Н., Снежков Д.Ю., Мулярчик В.С. Результаты мониторинга прочностных характеристик монолитных бетонных плит на основе неразрушающих методов контроля // Вестник Брестского государственного технического университета. – Ч. 2: Строительство и архитектура. – 2004. – С. 115–121.
10. Снежков Д. Ю., Леонович С. Н. Исследование неравнопрочности бетона на объекте монолитного строительства комплексным неразрушающим методом // Известия вузов. Строительство / Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет, 2009. – № 8. – С. 108–115.

**УЧЕТ СДВИГОВОГО ЗАПАЗДЫВАНИЯ
СОГЛАСНО ТРЕБОВАНИЯМ ТКП EN 1993-1-5**

НАДОЛЬСКИЙ В. В., ДЕРГАЧЕВ М. Г.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Возможны случаи, когда реальное распределение напряжений в двутавровой балке может значительно отличаться от теоретического, посчитанного по классической методике сопротивления материалов. Одна из причин – сдвиговое запаздывание. Результатом его влияния является неравномерное распределение напряжений в полках элементов. В статье рассмотрен механизм учета сдвигового запаздывания на примере двутавровой балки. Рассмотрено понятие эффективной ширины полки с учетом сдвигового запаздывания. Стоит отметить, что эффективная ширина элемента с учетом местной потери устойчивости не связана с эффективной шириной с учетом сдвигового запаздывания и определяется отдельно.

Впервые явление сдвигового запаздывания описал Т. Карман в 1924 году. Продолжили изучение этой темы С.П. Тимошенко и Дж. Гудьер, описав ее в своей книге «Теория Упругости». Упрощенный способ определения влияния сдвигового запаздывания приведен в ТКП EN 1993-1-5 [1].

В классической методике сопротивления материалов принято, что под действием изгибающего момента нормальные напряжения распределяются равномерно в поясах двутавровых балок (рис. 1).

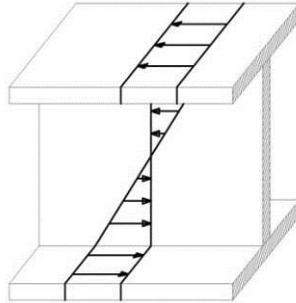


Рис. 1. Распределение нормальных напряжений по классической методике сопротивления материалов

Однако доказано, что в ряде случаев это не соответствует реальному распределению нормальных напряжений [2]. Фактически нормальные напряжения от изгибающего момента передаются на полки балки за счет деформаций сдвига в местах соединения со стенкой (рис. 2).

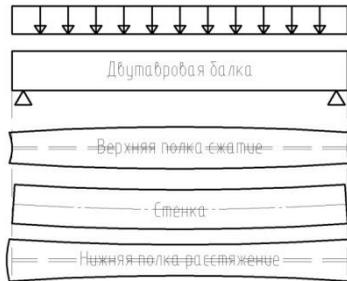


Рис. 2. Механизм деформаций сдвига в изгибаемой балке

Это приводит к деформациям полок балки в опорных зонах как показано на рис. 2. Верхняя полка, которая сжимается, будет становиться уже, в соответствии с коэффициентом Пуассона, а нижняя, растянутая – шире.

Если полки широкие, то эти деформации приведут к неравномерному распределению нормальных напряжений ввиду того, что наиболее удаленные от стенки волокна будут включаться в работу позднее, чем те, которые расположены ближе к центру. Соответственно они не будут полностью участвовать в сопротивлении

сечения, и балка будет работать хуже, чем в соответствии с классической методикой сопротивления материалов, при которой принято, что в работу включаются сразу все волокна полки. Это явление принято называть сдвиговым запаздыванием [2]. Графическое изображение этого явления приведено на рис. 3.



Рис. 3. Неравномерное распределение нормальных напряжений в полке балки в результате сдвигового запаздывания

В соответствии с [1] сдвиговое запаздывание учитывается путем редуцирования расчетной ширины полки. Отметим, что когда редуцирование вызвано сдвиговым запаздыванием, то в соответствии с [1] эффективная ширина обозначается индексом «S», что отличается от эффективной ширины с учетом потери местной устойчивости, обозначенной индексом «P». Сдвиговое запаздывание влияет и на сжатую полку, и на растянутую. Местная потеря устойчивости, в свою очередь, наблюдается только в сжатой полке. Оба явления должны учитываться при определении геометрических характеристик сечения, однако в данной статье рассматривается только влияние сдвигового запаздывания, соответственно индекс «S» далее упоминаться не будет.

Теоретические основы определения эффективной ширины с учетом сдвигового запаздывания. Согласно [1] для определения эффективной ширины для шарнирно опертой неразрезной балки предлагается достаточно простой способ, в соответствии с которым эффективная ширина (b_{eff}) полки определяется посредством коэффициента β :

$$b_{eff} = \beta b_0 \quad (1)$$

где b_0 – ширина свеса пояса или $1/2$ ширины для частей пояса с двухсторонней опорой.

Принцип определения β , описанный в [1], следует из уравнения совместности деформаций (условия Сен-Венана) [3]:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 \gamma}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = 0, \quad (2)$$

где ε_x – продольные деформации;

ε_y – поперечные деформации;

γ – деформации сдвига.

Предполагается, что деформаций в поперечном направлении равняются нулю ($\varepsilon_y = 0$). Формула (2) принимает вид

$$\frac{\partial \varepsilon_x}{\partial y} - \frac{\partial \gamma}{\partial x} = 0. \quad (3)$$

Это упрощение позволяет определить функцию кручения, которая в свою очередь описывает реальное распределение напряжений с учетом сдвигового запаздывания (рис. 4) [4].

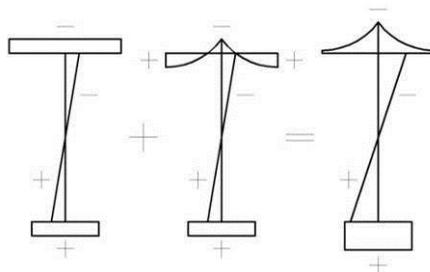


Рис. 4. Распределение напряжений с учетом сдвигового запаздывания:
 1 – распределение напряжений от изгиба; 2 – от деформаций сдвига;
 3 – от совместного действия изгиба и сдвига

Кроме того, для точного определения коэффициента β следует рассмотреть эпюру изгибающих моментов (рис. 5). Для шарнирно опертой неразрезной балки с консольным участком эпюра будет иметь следующий вид.

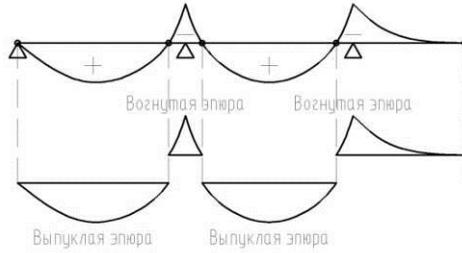


Рис. 5. Эпюра изгибающих моментов в шарнирно опертой неразрезной балке

Разделяя эпюру по смежным точкам, где значение моментов равняется нулю, получается серия однопролетных балок, для каждой из которых определяется коэффициент β [4]. Форма эпюры описывается коэффициентом ψ , выраженным через максимальный изгибающий момент и ее выпуклость:

$$\psi = 4 \frac{\Delta M}{M_{\max}}. \quad (4)$$

Этим коэффициентом можно описать каждую часть эпюры. Ниже указаны значения коэффициента для каждого отдельного случая

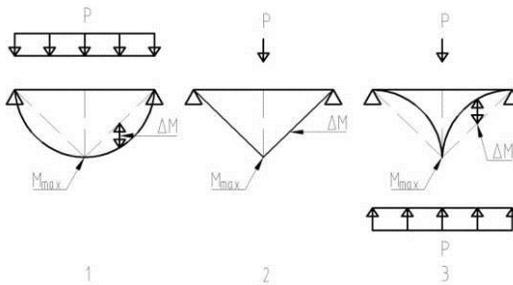


Рис. 6. Определение коэффициента ψ для каждой части эпюры

$$\Delta M = -\frac{M_{\max}}{4}, \text{ тогда } \psi = -1. \quad (5)$$

$$\Delta M = 0, \text{ тогда } \psi = 0. \quad (6)$$

$$\Delta M = \frac{M_{\max}}{4}, \text{ тогда } \psi = 1. \quad (7)$$

Параметр L_e определяет расстояние между двумя смежными точками на балке, где значение изгибающего момента равняется нулю, и, если нет продольных элементов жесткости, коэффициент k определяет только отношение b_0/L_e .

Решая дифференциальное уравнение (2) и принимая некоторые упрощения, в результате получается следующее выражение, которое зависит только от ширины полки b_0 , расстояния между точками нулевых моментов L_e и коэффициентом формы эпюры ψ [4]:

$$\beta = \frac{1}{1 + 4(1 + \psi) \frac{\alpha_0 b}{L_e} + 3,2(1 - \psi) \left(\frac{\alpha_0 b_0}{L_e}\right)^2}. \quad (8)$$

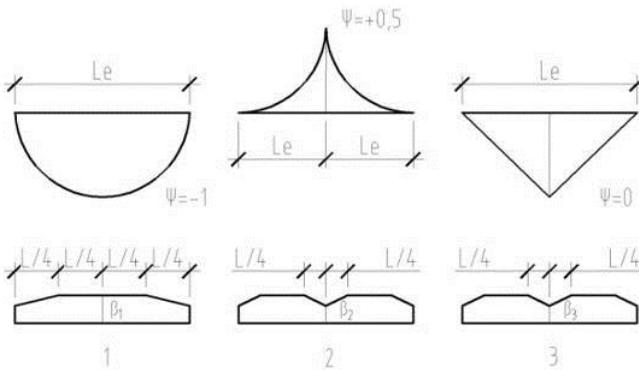


Рис. 7. Эффективная ширина для выпуклой, вогнутой и линейной эпюры изгибающих моментов

Используя формулу (8) и коэффициенты формы эпюры, в итоге получаются следующие формулы для определения коэффициента β :

Выпуклая эпюра:

$$\beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4k^2}; \quad (9)$$

вогнутая эпюра:

$$\beta_2 = \frac{1}{1 + 6k + 1,6k^2}; \quad (10)$$

линейная эпюра:

$$\beta_3 = \frac{1}{1 + 4k + 3,2k^2}. \quad (11)$$

Расчет сдвигового запаздывания в соответствии с EN. Влияние сдвигового запаздывания может не учитываться, если выполняется условие $b_0 < L_e / 50$, где b_0 – ширина свеса полки или 1/2 ширины для частей пояса с двухсторонней опорой [5]. Длина L_e равна расстоянию между нулевыми точками действующих моментов.

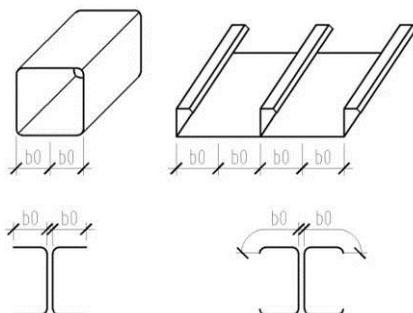


Рис. 8. К определению ширины свеса полки

В случае, если указанное условие не выполняется, то сдвиговое запаздывание должно быть учтено при оценке предельного состояния эксплуатационной пригодности и состояний, связанных с усталостью материала путем определения эффективной ширины. Эффективная ширина определяется в соответствии с формулой (1) и табл. 3.1 [1].

При оценке предельного состояния несущей способности сдвиговое запаздывание допускается учитывать одним из следующих способов [5].

Как сдвиговое запаздывание в упругой стадии определенное при оценке предельного состояния эксплуатационной пригодности и состояний, связанных с усталостью материала.

Как комбинация эффектов от сдвигового запаздывания и потери устойчивости пластины.

Как сдвиговое запаздывание при упругопластической стадии работы материала с ограничением пластических деформаций.

Стоит отметить, что комбинацию эффектов от сдвигового запаздывания и от потери устойчивости пластины допускается учитывать по формуле

$$A_{\text{eff}} = A_{\text{C,eff}} \beta_{\text{ult}}, \quad (12)$$

где $A_{\text{C,eff}}$ – эффективная площадь сжатого пояса при потере устойчивости пластины от действия нормальных напряжений;

β – коэффициент эффективной ширины сдвигового запаздывания в предельном состоянии несущей способности, который допускается принимать равным β согласно таблице 3.1 [1] с заменой α_0 на α_0^* :

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{\text{C,eff}}}{b_0 t_f}}. \quad (13)$$

Заключение. Сдвиговое запаздывание влияет на распределение внутренних усилий. Не только при определении несущей способности, но и при статических расчетах необходимо учитывать редуцирование поперечного сечения.

Доказано, что в балках с широкими полками значение напряжений не может быть определено только в соответствии с классической методикой сопротивления материалов, ввиду того, что распределение напряжений в полках неравномерно. Максимальное значение напряжений наблюдается в зоне стенки, минимальное – на краях полки. Неравномерное распределение напряжений описывается нелинейной функцией. Практический способ определения влияния сдвигового запаздывания приведен в [1] и базируется на понятии эффективной ширины.

Явление сдвигового запаздывания наблюдается в балках, в которых отношение ширины свеса полки к пролету не превышает 1/50.

Это означает, что влияние сдвигового запаздывания уменьшается по мере увеличения пролета балки.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1993-1-5–2009* (02250). Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–5. Пластинчатые элементы конструкций (EN 1993-1-5:2006, EN 1993-1-5:2006/AC:2009, IDT). – Минск: Минстройархитектуры, 2014. – 51 с.
2. Sorensen R.K. Evaluation of shear lag in standard H-/I-sections / Ruben Krogh Sørensen. – Aalborg university esbjerg, 2013. – 64 с.
3. Szumigala M., Ciesielczyk K. Shear lag effect in the numerical experiment / Szumigala M, Ciesielczyk K – de gruyter, 2015. – 20 с.
4. Johansson B., Maquoi R., Sedlacek G., Müller C., Beg D. commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements" / B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, C. Müller, D. Beg – Luxembourg: JRC Scientific and Technical Reports, 2007. – 228 с.
5. Dubina D. Design of Cold-formed Steel Structures / Dan Dubina, Viorel Ungureanu, Raffaele Landolfo. – Mem Martins: ECCS, 2012. – 654 с.

УДК 693.98

КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КАРКАСНЫХ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

ПЕНЯЗЬ М. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Общие положения. Отличительной особенностью сборно-монолитных конструктивных систем является совместное использование различных элементов, которые различаются по жесткостным и прочностным характеристикам. В связи с этим, встает вопрос обеспечения их совместной работы при восприятии эксплуатационных и монтажных нагрузок. К сожалению, до настоящего времени очень часто встречаются случаи усиления монолитных

вертикальных несущих элементов из-за низкой культуры строительства, низкого контроля качества и особенностей вертикального бетонирования элементов. Применение сборных заводских изделий позволит исключить данное неблагоприятное явление.

Выбор типа сопряжения несущих конструкций предполагает выполнение всего объема расчетно-исследовательских изысканий и определения усилий, возникающих как в узлах сопряжения, так и непосредственно в несущих элементах. На основании пространственного расчета можно выполнить анализ восприятия каркасом ветровой нагрузки, которая передается через наружные стены на диски перекрытия, которые в свою очередь передают ее на вертикальные несущие элементы и далее на фундамент.

Построение расчетной модели позволит использовать результаты расчета не только для конструирования колонн и диафрагм жесткости, но и подобрать необходимое армирование монолитных дисков перекрытия с учетом их совместной работы в составе сборно-монолитного каркаса. В данном случае, основным принципом служит максимальное сохранение преимуществ монолитных зданий с уменьшением сроков возведения и обеспечением более высокого качества и надежности вертикальных несущих элементов.

Конструктивная система каркасного здания позволяет использовать наиболее гибкие объемно-планировочные решения. В сборно-монолитном каркасе сохранены все преимущества монолитных каркасных зданий позволяющих проектировать архитектурно-выразительные объекты, но использование сборных вертикальных несущих элементов, а именно железобетонных колонн и диафрагм жесткости, позволит существенно ускорить сроки возведения зданий и улучшить качество и надежность несущих конструкций.

Выполненные расчеты показали, что наибольшие значения вертикальных сжимающих усилий в колоннах достигают 3720 кН. Для данных усилий несущая способность колонн будет обеспечена за счет бетона класса С30/37 и армирования пространственным каркасом с вертикальной арматурой 4Ø32 S500.

Внутренние диафрагмы жесткости воспринимают 1320 кН/м, что позволяет обеспечить несущую способность железобетонной панели из бетона класса С25/30 с минимальным процентом армирования.

Сборно-монолитная конструктивная схема при классических сечениях колонн (400×400мм) и сохранении шагов несущих элементов (до 6000 мм) позволяет возводить здания до 25 этажей. При изменении шага колонн или при увеличении сечения колонн (500×500 мм) возможности данной конструктивной системы будут ограничены 32 этажами, при этом придется добавить диафрагмы жесткости для обеспечения восприятия пульсационной составляющей ветровых нагрузок.

Методы расчета и проектирования узлов. Плиты перекрытия – один из основных элементов в любой конструктивной системе. Учитывая особенность сборно-монолитной конструктивной системы узлы стыков плит перекрытий с внутренними стеновыми панелями и колоннами должны быть наиболее технологичные, как по заводским условиям, так и минимально трудоемкие при монтаже.

В данной конструктивной системе важным вопросом является обеспечение жесткости заделки плиты перекрытия между вертикальными диафрагмами жесткости, обеспечение необходимой анкеровки рабочей арматуры плиты перекрытия в опорной зоне, а также обеспечение надежного и технологичного узла сопряжения сборных колонн каркаса с монолитным перекрытием.

Кроме того, при опирании монолитной плиты на диафрагму жесткости, длина опорного участка равна толщине диафрагмы, а отсутствие пустот в опорной зоне способствует увеличению несущей способности данного узла. В стыке плит перекрытий и внутренних стеновых панелях, возникают опорные изгибающие моменты, что снижает расход арматуры в плите.

При сопряжении монолитной плиты перекрытия со сборной двухэтажной колонной, важным вопросом является обеспечение плотности сопряжения конструкций, исключая возможность появления воздушных пробок в зоне стыка, резко снижающих несущую способность узла.

Решение данных вопросов является определяющим для сборно-монолитной конструктивной системы. Рассмотрим данные вопросы более подробно.

Конструктивное решение монтажного узла сопряжения сборной колонны с монолитным перекрытием. Для соединения монолитного перекрытия со сборной колонной каркаса в строительстве отработаны многочисленные конструктивные решения,

отличающиеся между собою использованием в качестве поперечного армирования стержней из гладкой арматуры и арматуры периодического профиля. Так же отличия есть и в конструкции технологического отверстия в сборной колонне, количестве поперечной арматуры в зависимости от типа применяемого решения.

Можно привести анализ литературы по данному типу узла (капителям).

С позиции технологичности наиболее рациональными конструктивными решениями соединения монолитного перекрытия со сборной двухэтажной колонной каркаса являются вариант двустороннего анкера с высаженными головками на металлической перфорированной полосе и вариант в виде наклонных гнутых стержней из арматуры. Данные варианты поперечного армирования используются в строительстве зданий как в Республике Беларусь, так и за рубежом. Рассматриваемые варианты, хорошо зарекомендовали себя и проверены временем при возведении монолитных зданий и сооружений, и позволяют наглядно оценить и проанализировать принцип работы соединения и выбрать наиболее оптимальный, по расходу стали, скорости и удобству монтажа.

В обоих вариантах соединения вертикальных и горизонтальных несущих конструкций используется сборная двухэтажная колонна каркаса, изображенная на рис. 1, схему армирования интересующих нас участков которой приведены на рис. 2 и 3. В связи с этим, анализируемые виды соединения монолитного перекрытия со сборной колонной отличаются лишь принципом использования в качестве поперечного армирования стержней периодического профиля из арматуры S500 и способом установки.

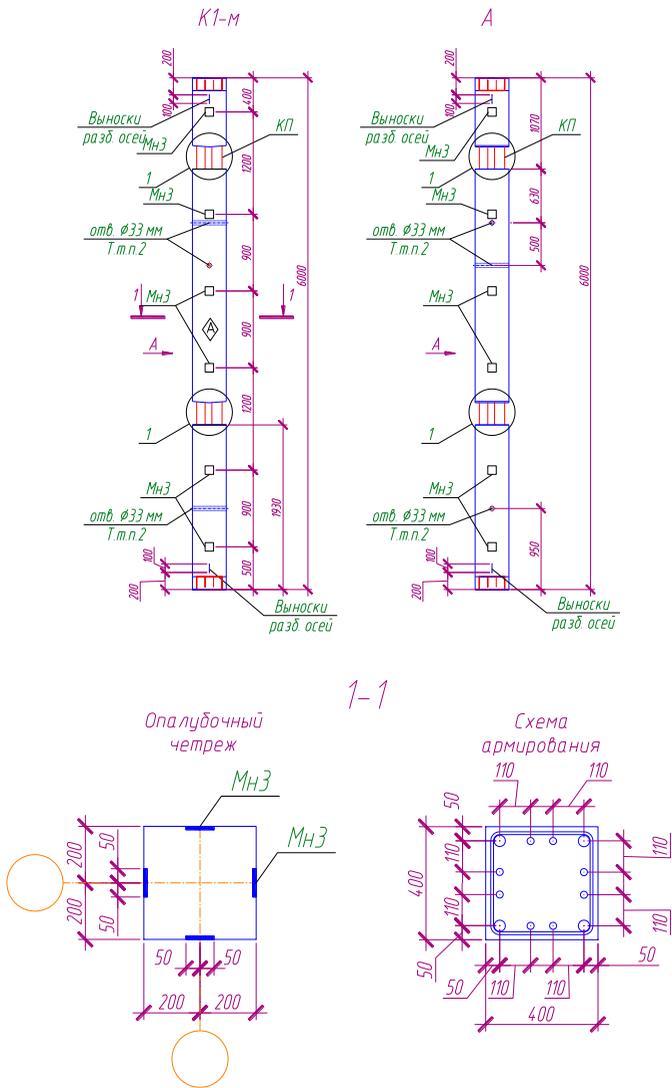


Рис. 1. Сборная двухэтажная колонна каркаса с технологическими отверстиями для пропуска монолитного диска перекрытия

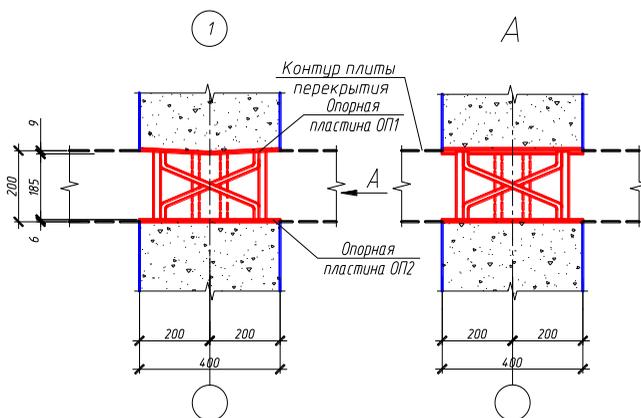


Рис. 2. Технологическое отверстие в колонне для пропуска монолитного диска перекрытия

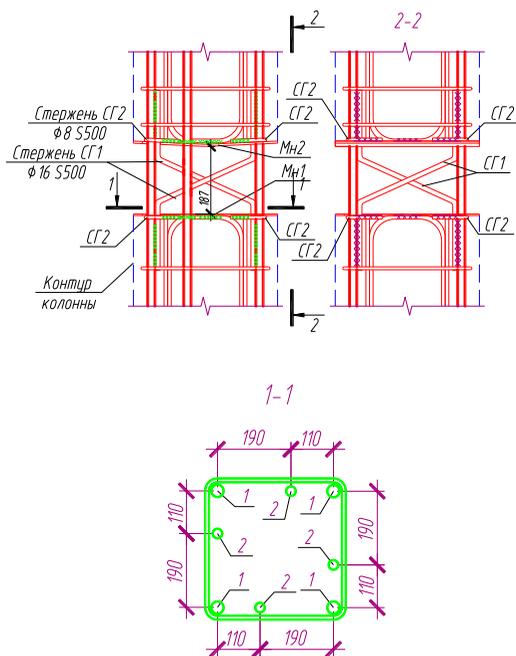


Рис. 3. Армирование колонны в уровне монолитного диска перекрытия

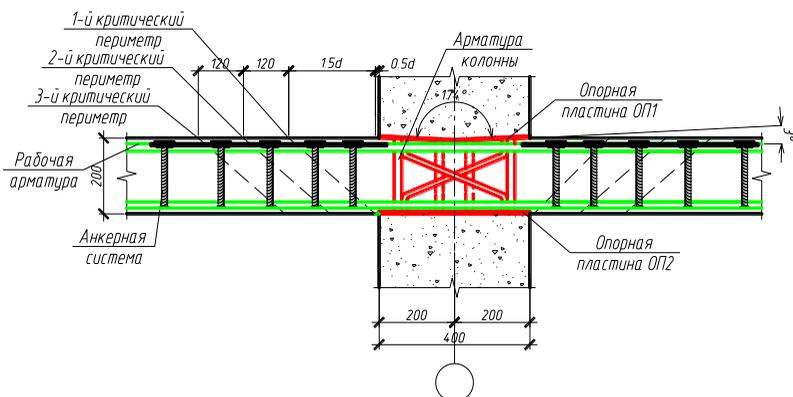


Рис. 4. Вариант 1. Армирование плиты перекрытия в опорной зоне колонны с использованием анкерной системы в виде штырей арматуры периодического профиля класса S500

В первом варианте, поперечная арматура выполнена в виде вертикально расположенных стержней арматуры S500, с двусторонними высаженными головками и металлической перфорированной полосой сверху (рис. 4). Закрепление элемента производится путем присоединения к перфорированной полосе поперечно расположенных стержней подвеса, края которого опираются на стержни рабочей арматуры диска перекрытия в опорной зоне колонны, благодаря чему, обеспечивается легкость и точность монтажа. Данный способ армирования требует налаживания производства изделий в заводских условиях.

Во втором варианте поперечное армирование выполнено в виде наклонных гнутых стержней СГ1 из арматуры периодического профиля S500, устанавливаемых после раскладки рабочей арматуры диска перекрытия в опорной зоне колонны каркаса, путем их одевания на верхние стержни арматуры и закрепления к нижним стержням вязальной проволокой (рис. 5). К достоинствам данного метода можно отнести простоту и удобство установки гнутых стержней СГ1, а также возможности их изготовления непосредственно на строящемся объекте, что не требует наладки их производства в заводских условиях. Однако, применение данного метода увеличивает расход поперечной арматуры до 30 %, ввиду изменения угла наклона стержней до 45°.

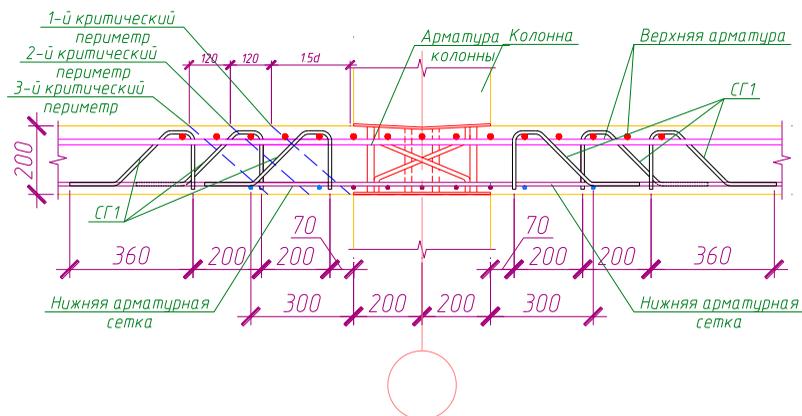


Рис. 5. Вариант 2. Армирование монолитной плиты перекрытия в опорной зоне колонны с использованием в качестве поперечной арматуры гнутых стержней СГ1 из арматуры периодического профиля класса S500

Конструктивное решение монтажного узла сопряжения внутренней сборной стеновой панели с монолитным диском перекрытия

Для соединения монолитного перекрытия с внутренней сборной стеновой панелью каркаса возможно применение разных конструктивных решений, отличающихся между собой длиной опорного участка плиты перекрытия, принципом анкеровки рабочей арматуры, а также обеспечением устойчивости внутренних несущих стеновых панелей при опирании их на монолитный диск перекрытия.

В зависимости от обеспечения анкеровки рабочей арматуры рассмотрим два варианта узла соединения монолитного перекрытия с внутренней стеновой панелью. В первом варианте длины анкеровки рабочей арматуры, загнутой в опорной зоне плиты перекрытия достаточно для восприятия возникающих на опоре усилий. Длина анкеровки в данном случае зависит от диаметра рабочей арматуры (рис. 6).

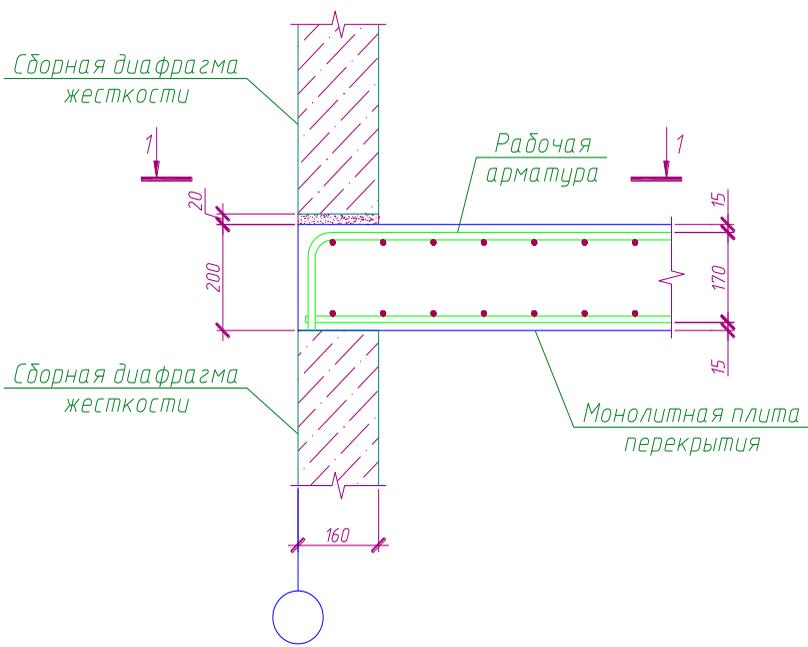


Рис. 6. Вариант 1. Стыковка сборных стеновых панелей с монолитным диском перекрытия

Во втором варианте рассмотрим случай, когда длины анкеровки рабочей арматуры недостаточно для восприятия возникающих усилий на опоре плиты перекрытия. В результате чего требуется обеспечить необходимую анкерровку путем установки дополнительных гнутых стержней П1, привариваемых к рабочей арматуре (рис. 7).

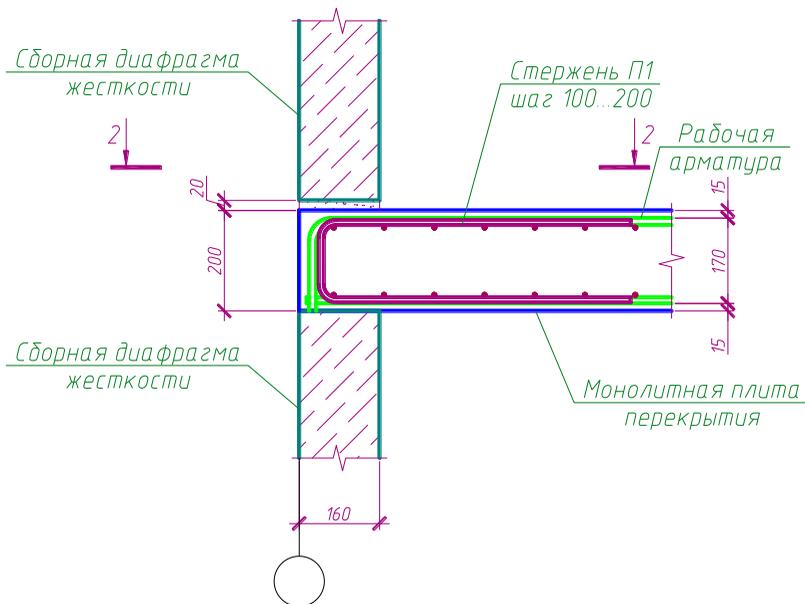


Рис. 7. Вариант 2. Опираение монолитного диска перекрытия на сборные внутренние стеновые панели

Стержень П1 устанавливается в опорной зоне плиты перекрытия с шагом, равным шагу рабочих стержней, устанавливаемых по расчету, обеспечивая надежность соединения. Площадь сечения стержней П1 учитывается при подборе арматуры плиты перекрытия.

Крепление внутренней стеновой панели к монолитному перекрытию (рис. 8) выполняется по углам вдоль нижней грани панели и в середине с шагом, устанавливаемым в зависимости от длины панели. Ориентировочное количество точек закрепления для панелей длиной от 3 до 6 м составляет 3–4 шт. соответственно. Соединительный стержень СМ1, выполнен из арматуры S240 Ø10–12 мм и устанавливается перед замоноличиванием плиты перекрытия путем приварки к загнутой рабочей арматуре. Закладная деталь внутренней стеновой панели выполнена из листовой стали С235 размером 100×100×6 мм, с двумя приваренным арматурными стержнями Ø10–12 мм. После монтажа, места соединения стеновых

панелей с плитой перекрытия обрабатываются антикоррозионными составами и заделываются раствором М100.

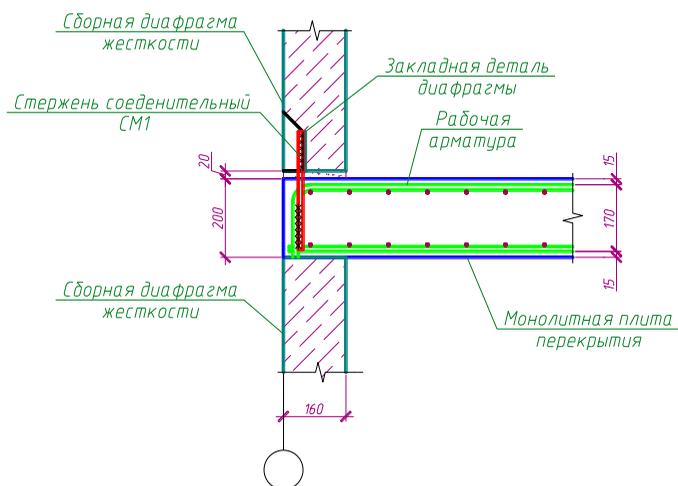


Рис. 8. Крепление низа внутренней стеновой панели при монтаже к монолитному перекрытию

Таким образом, пространственная жесткость и устойчивость здания обеспечивается устройством диафрагм жесткости, колонн, лестничных клеток, а также устройством монолитного жесткого диска перекрытия, связующего диафрагмы жесткости и колонны между собой и разделяющего здание на этажи.

Анализ конструктивных решений стыка монолитной плиты с панелями внутренних несущих стен позволяет сделать следующие выводы:

- при принятой толщине внутренних стеновых панелей 160 мм длина опорных участков монолитных плит перекрытия обеспечивается на всю толщину панели и достаточна для обеспечения устойчивости;
- несущая способность торцов плит значительно выше, чем при использовании пустотных плит;
- монолитные плиты перекрытия должны выполняются из бетона класса С25/30, С30/37, С35/45 в зависимости от.

– стыки между плитами и внутренними стеновыми панелями необходимо заделывать раствором марки не ниже М100.

– опорный момент, возникающий в местах стыковки плит с внутренними стеновыми панелями, воспринимается бетонным сечением плиты и его рабочей арматурой, и не требует разработки дополнительных конструктивных решений.

Также были исследованы варианты рамного соединения вертикальных элементов каркаса и монолитного диска перекрытия. Если для стыка сборной колонны и монолитного перекрытия решение рамного узла возможно, и оно, по своей фактической сути, отличается от монолитного узла только большей податливостью, то решение со стыком диафрагм жесткости в виде полностью рамного узла не технологично. В процессе исследования были выполнены расчеты смешанного решения, когда нижняя диафрагма жесткости соединяется рамным узлом с монолитным диском перекрытия, а верхняя диафрагма устанавливается на растворный шов и узел стыка работает как шарнирное соединение. Проведенные расчеты и анализ их результатов показало, что рамное соединение позволяет включить в работу вертикальное конструктивное армирование диафрагм жесткости, и разгрузить, а, следовательно, и уменьшить армирование пролетной части диска перекрытия прилегающего к ядру жесткости.

УДК 624.04:624.21

ОБОСНОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПРИ ИНЕРЦИОННОЙ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКЕ

СИДОРОВИЧ Е. М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

За более чем вековой период, начиная с работ А.Н. Крылова (1905 г.) и С.П. Тимошенко (1912 г.), в которых было получено полное решение задачи о движении одиночного безынерционного груза по балке с равномерно распределенной массой, количество исследований и публикаций на тему о взаимодействии подвижной

нагрузки и подверженных ее действию сооружений стало практически необозримым. О важности и сложности решения задач о действии подвижных нагрузок на сооружения и их элементы свидетельствуют и исследования последнего времени [1, 3–5, 7–11]. В современных работах, как правило, применяют компьютерные технологии, основанные на разложении динамических перемещений узлов системы по формам собственных колебаний сооружения. Часто вводятся дополнительные гипотезы и упрощения. В качестве альтернативы применяют компьютерные программные комплексы, основанные на прямом интегрировании численными шаговыми методами дифференциальных уравнений движения, при этом динамическая степень свободы модели сооружения принимается невысокой. Основные отличительные факторы проводимых исследований – это учитывать или не учитывать силы инерции движущихся масс, как распределить массы несущей системы и учесть их силы инерции, вводить или нет строительные подъемы и другие несовершенства на пути следования подвижной нагрузки, учитывать или не учитывать центробежные силы масс при их движении по криволинейным траекториям, как определить критическую скорость движущейся нагрузки и т. п.

Европейские нормы проектирования мостов выделяют как важнейшие следующие факторы: скорость движения нагрузки по мосту, масса сооружения, длина пролета, частоты собственных колебаний конструкции, число сосредоточенных нагрузок и расстояния между ними, демпфирование конструкции, вертикальные неровности пути, изменение жесткости сооружения по длине (например, «балочный эффект»). Основными критериями для установления необходимости проведения динамического расчета сооружения является максимально допустимая скорость движения экипажей и тип пролетного строения моста. Отмечено, что для неразрезных пролетных строений при скорости движения поезда не выше 200 км/ч проводить динамический расчет в основном не требуется. При скорости движения поезда выше 200 км/ч для мостов всех систем, кроме простых балочных, рекомендуется применять разложение поперечных колебаний по собственным формам изгибных и иногда крутильных колебаний. В других случаях рекомендуется использовать динамические коэффициенты, основанные на эмпирических данных.

В данной работе решается задача о воздействии подвижной инерционной нагрузки на произвольное сооружение с произвольной конечной степенью свободы. Нагрузка представляется участками заданной длины и заданной интенсивности с заданными расстояниями между участками. Весь поезд движется с заданной постоянной скоростью, длина участков и расстояние между ними в процессе движения не изменяются. Такое представление нагрузки позволяет моделировать как произвольную гусеничную нагрузку, так и поезда сосредоточенных сил, в произвольной комбинации.

Сооружение задается матрицей жесткости в соответствии с принятым количеством динамических степеней свободы. Задаются соответствующие матрица масс сооружения и матрица коэффициентов демпфирования. При необходимости может быть проведена статическая и динамическая конденсация расчетной модели по методике, предложенной в [12].

Путь поезда задается в установленной последовательности соответствующими номерами узлов (степеней свободы). Задаются расстояния между этими узлами. Это позволяет в любой заданный момент времени определить положение поезда, силовое давление от него на соответствующие узлы и добавочные эффективные массы в этих узлах. При необходимости задается строительный подъем или конкретные вертикальные несовершенства по пути следования поезда.

Применяется численное интегрирование дифференциальных уравнений движения (дифференциальных уравнений второго порядка без их преобразования в систему дифференциальных уравнений первого порядка) прямым одношаговым методом Рунге-Кутты четвертого порядка точности с заданным шагом по времени на заданном интервале времени. Шаг и интервал по времени зависят от скорости поезда, длины поезда и длины пути следования. Результатом вычислений являются динамические перемещения, скорости и ускорения по всем степеням свободы на каждом шаге интегрирования.

Следует отметить, что метод Рунге-Кутты [2] прямого интегрирования дифференциальных уравнений второго порядка по непонятным причинам не упоминается как эффективный ни в одном из известных нам, многочисленных изданий по вычислительной математике и дифференциальным уравнениям.

В дифференциальные уравнения движения деформируемой системы с подвижной нагрузкой включены дополнительные члены,

учитывающие влияние центробежных сил, появляющихся при движении масс по криволинейным траекториям. Эти силы пропорциональны кривизне траектории и квадрату скорости движения массы. Учет центробежных сил масс, движущихся по криволинейным траекториям, наряду с учетом вертикальных сил инерции, обусловленных вертикальными ускорениями масс при прогибах сооружения, – это отличительная особенность данного исследования.

Дополнительные модули, внедренные в алгоритм и компьютерные программы, позволяют строить графики перемещений, скоростей или ускорений по направлению любой степени свободы, изображать деформированную схему сооружения в любой момент времени, определять траектории движения в пространстве любой точки (узла) движущейся нагрузки.

На основе вычисленных динамических перемещений предоставляется возможность, пользуясь методами строительной механики [6], вычислить динамические внутренние силы в любом элементе сооружения в заданный момент времени. Задача поиска экстремальных значений усилий в отдельных элементах сооружения не является простой. В системе с демпфированием усилия в разных элементах достигают экстремальных значений в разные моменты времени. Необходимы специальные исследования. Но всегда сохраняется возможность вычислить экстремальное усилие и соответствующий динамический коэффициент.

В качестве объекта исследования был выбран прототип однопролетного балочного моста с поперечными деформируемыми балками и неразрезными продольными деформируемыми балками. Расчетная модель главных ферм принята в виде балки пролетом 60 м и разбита на 30 конечных элементов (рис. 1). В 29 промежуточных узлах были сосредоточены узловые массы сооружения. Поперечные балки моста промоделированы вертикальными деформируемыми стойками эквивалентной жесткости. Продольные балки моста представлены второстепенной неразрезной балкой, опирающейся шарнирно на стойки. Крайние узлы главной и второстепенной балок шарнирно оперты. Второстепенная балка разбита на 120 конечных элементов. В 119 промежуточных узлах сосредоточены массы проезжей части моста. Общее число динамических степеней свободы плоской модели равно 148 (29 вертикальных степеней свободы с номера 1 по номер 29 на главной балке и 119 вертикальных

степеней свободы с номера 30 по номер 148 на второстепенной балке). Нагрузка надвигается с заданной скоростью на второстепенную балку слева направо.

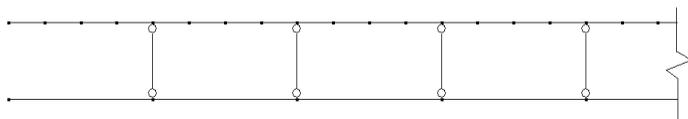


Рис. 1. Фрагмент исследуемой модели балочного моста

Влияние нагрузки Н14. Схема одиночного четырехосного экипажа изображена на рис. 2. При симметричном расположении экипажа в середине пролета моста статический прогиб главной балки в середине пролета по направлению 15-й степени свободы и прогиб второстепенной балки по направлению 89-й степени свободы соответственно составили

$$\Delta_{15}^{st} = 16,37 \text{ мм}, \quad \Delta_{89}^{st} = 20,31 \text{ мм}.$$

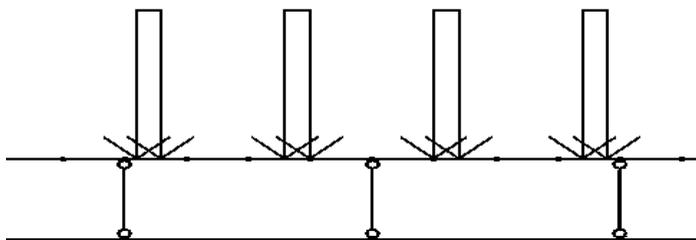


Рис. 2. Схема расположения нагрузки Н14

При движении нагрузки Н14 со скоростью 1 м/сек (почти статическое воздействие для тестирования программы) максимальный прогиб в 20,33 мм был зафиксирован по направлению 90-й степени свободы, когда поезд продвинулся на 32,3509 м. В это же время прогиб главной балки по направлению 15-й степени свободы был равен 16,39 мм. Вычисления велись с учетом влияния центробежных сил. Уместно заметить, что в данном случае при сравнении значения чисел различаются по 5-й и старше значащим цифрам. Траектория движения точки приложения первой силы (рис. 3)

показывает, что влияние центробежных сил наиболее сильно проявляется при вступлении нагрузки на сооружение и при сходе с сооружения (переломы траектории движения), а также при движении по средней части пролета балки (наибольшая кривизна вследствие наибольших прогибов). Тестирование алгоритма и программ при малой скорости движения нагрузки доказало их достоверность и надежность. Подобное тестирование в процессе разработки алгоритмов и программ проводилось и на примере движения одиночного груза (массы). Результаты тестирования оказались вполне удовлетворительными.

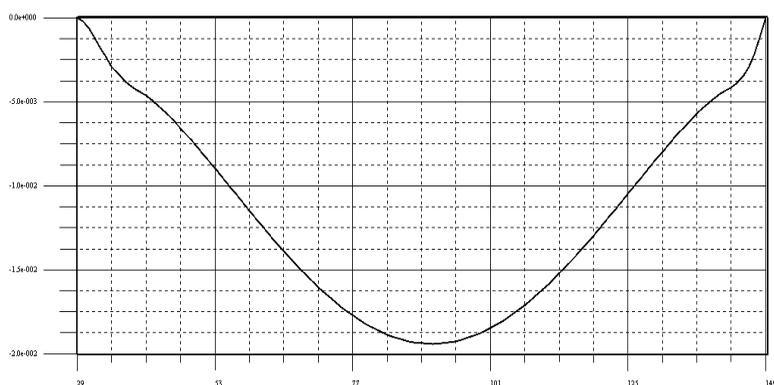


Рис. 3. Траектория движения точки приложения первой силы нагрузки N14 при скорости 1 м/сек

Целью проводимых в данной работе исследований было уточнение динамических коэффициентов, а также установление скорости движения нагрузки, при которой возможно отрывное, баллистическое движение экипажей, т. е. отрыв экипажа от поверхности проезжей части в результате колебаний сооружения. Так как при выводе дифференциальных уравнений движения предполагалось безотрывное движение нагрузки, то критерием отрыва можно считать факт, когда значения ускорений точек приложения нагрузок при колебаниях превышают по модулю значение ускорения свободного падения.

Так при скорости 20 м/сек максимальный прогиб имел место по направлению 93-й степени свободы и был равен 21,34 мм, а при

скорости 40 м/сек – по направлению 91-й степени свободы и был равен 26,35 мм. Динамические коэффициенты по прогибам при данных скоростях соответственно равнялись:

$$(1 + \mu)_{20} = 1,05, \quad (1 + \mu)_{40} = 1,30.$$

При неучете центробежных сил максимальный прогиб получил значение 24,00 мм в узле 91

Максимальные ускорения зафиксированы по направлению 33-й степени свободы при скорости 20 м/сек и по направлению 102-й степени свободы при скорости 40 м/сек. Их значения соответственно равны

$$a_{20} = 3,2 \text{ м/с}^2, \quad a_{40} = 23, \text{ м/с}^2.$$

В последнем случае нагрузка еще не дошла до 102-й массы, получившей наибольшее ускорение. На рис. 4 представлены виброграммы ускорений 102-й массы и 147-й массы, где имело место наименьшее, отрицательное ускорение.

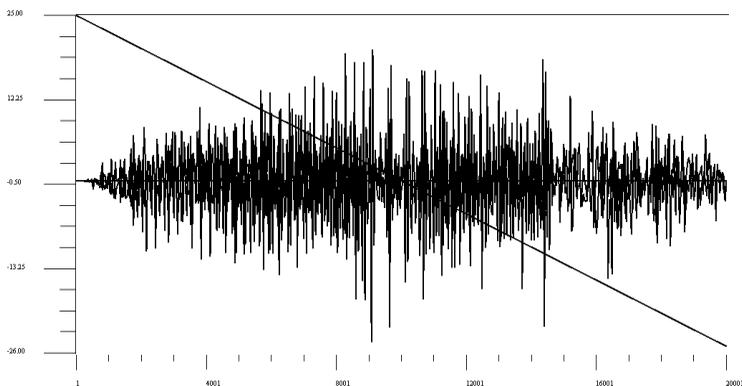


Рис. 4. Виброграммы ускорений масс 102 и 147 на временном интервале в 2 с

Наклонная прямая на рис. 4 определяет положение первой точки первого участка нагрузки Н14. Эти же виброграммы, представленные на рис. 5 в объемном исполнении, демонстрируют возможности графопостроителя «Compaq Array Visualizer».

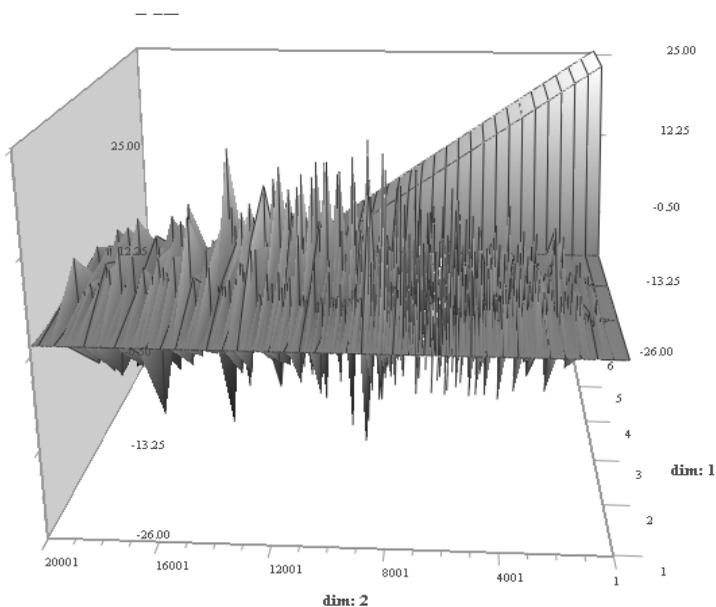


Рис. 5. Виброграммы рис. 4 в объемном представлении

Более тщательный анализ виброграммы ускорений в укрупненном масштабе показал, что при достижении нагрузкой узла 102 при скорости 40 м/с теряется контакт колес с проезжей частью при ускорениях не экстремальных, но все-таки больших ускорения свободного падения.

Траектория движения точки приложения нагрузки от первой оси при деформациях сооружения показана на рис. 6. Изломанность данной траектории обусловлена переменной податливостью второстепенной балки, моделирующей продольные балки моста, опирающиеся на балки поперечные, тогда как последние опираются на главные фермы. Это явление известно в мостостроении под названием «балочный эффект». Траектории движения точек приложения других сил нагрузки Н14 при скорости 40 м/с мало отличаются от траектории первой.

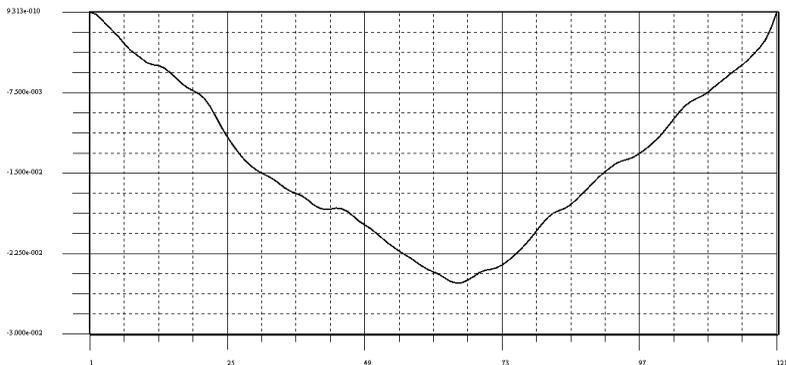


Рис. 6. Траектория движения точки соприкосновения первой оси нагрузки N14 с проезжей частью моста

Влияние железнодорожной нагрузки LM71. Данная нагрузка принята состоящей из четырех сосредоточенных сил по 250 кН, окаймленных двумя участками равномерно распределенной нагрузки интенсивностью 80 кН/м и длиной по 60 м. Расстояние между силами по 1,6 м, расстояния от крайних сил до участков распределенной нагрузки по 0,8 м. При скоростях движения нагрузки LM71 30 м/сек и выше по вступлении на мост сосредоточенных сил ускорения контактных точек превышали по модулю ускорение свободного падения, имело место баллистическое движение нагрузки.

На рис. 7 приведены графики перемещений двух крайних и центрального узлов второстепенной балки при скорости 30 м/с. Значения перемещений допустимы. На рис. 8 представлены виброграммы ускорений этих же точек. Имеет место отрывное, баллистическое движение. На рис. 9 показана траектория движения начальной контактной точки движущейся нагрузки LM71. Из рис. 7 и 9 следует, что линии прогибов сооружения и траектории движения масс нагрузки имеют совершенно разный смысл.

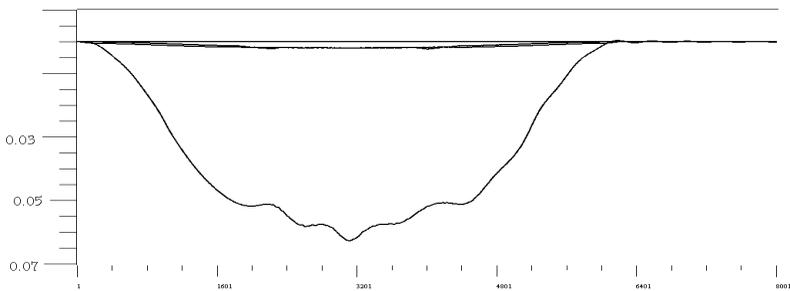


Рис. 7. График перемещений центрального узла и двух крайних от нагрузки LM71

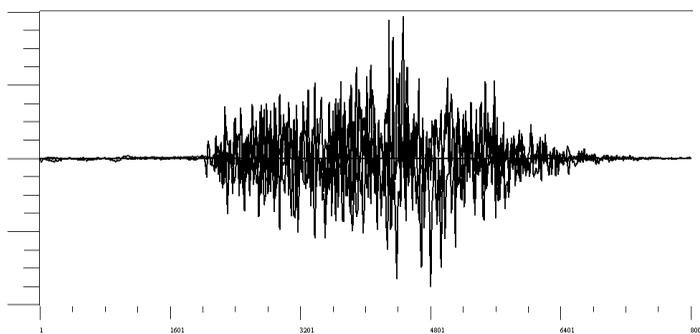


Рис. 8. Виброграммы ускорений двух крайних и центрального узлов

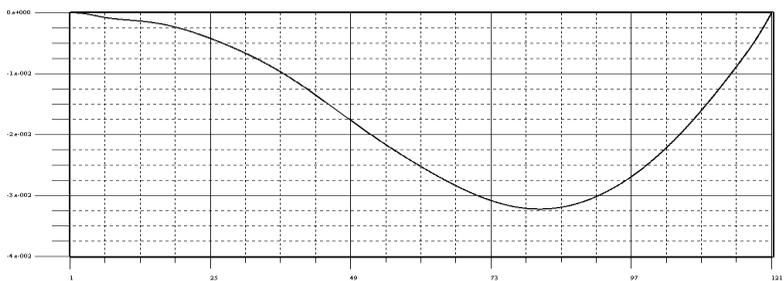


Рис. 9. Траектория движения первой контактной точки нагрузки LM71

Выводы

1. Выведены дифференциальные уравнения движения деформируемых систем при действии на них подвижных нагрузок. В уравнениях учтено дополнительное влияние на деформации сооружения вертикальных сил инерции движущихся масс нагрузки, возникающих вследствие прогибов сооружения при колебаниях, а также центробежных сил, обусловленных криволинейностью траекторий движения масс, составляющих нагрузку.

2. Разработаны алгоритмы и составлены компьютерные программы для прямого численного интегрирования выведенных уравнений движения, вычисления динамических перемещений, скоростей и ускорений масс сооружения, а также для вычисления траекторий движения подвижных масс нагрузки.

3. Движущаяся нагрузка может иметь произвольную длину, произвольную интенсивность и произвольные разрывы. Это позволяет моделировать поезда подвижных сосредоточенных сил и распределенных нагрузок в любом сочетании.

4. Проведенные вычисления доказали, что линии прогибов сооружения и траектории движения подвижных масс нагрузок

5. Показана возможность вычисления или уточнения значений динамических коэффициентов для любых перемещений и любых усилий в любых элементах сооружения, подверженного действию нагрузок, перемещающихся с заданной скоростью.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Fryba, L. *Vibration of Solids and Structures Under Moving Loads* / L. Fryba. – Prague: Academia, 1972. – 484 p.

2. Камке, Э. *Справочник по обыкновенным дифференциальным уравнениям* / Э. Камке. – М.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1981. – 704 с.

3. Вериго, М.Ф. *Взаимодействие пути и подвижного состава*. / М.Ф. Вериго, Ф.Я. Коган. – М.: Транспорт, 1986. – 559 с.

4. Dean, G. D. *The response of an infinite railroad track to a moving vibrating mass* / G. D. Dean // *Trans.ASME. J. Appl. Mech.* – 1990. – V. 57. P. 66–73.

5. Веричев, С.Н. *Динамическая жесткость балки в движущемся контакте* / С.Н. Веричев, А.В. Метрикин // *Прикладная механика и техническая физика*. – 2000. – Т. 41, № 6. – С. 170 – 177.

6. Борисевич, А.А. Строительная механика / А.А. Борисевич, Е.М. Сидорович, В.И. Игнатюк. – Минск: БНТУ, 2009. – 756 с.
7. Кругова, Е.А. Компьютерное моделирование взаимодействия железнодорожных экипажей и мостов / Е.А. Кругова, Г.В. Михеев, Р.В. Ковалев // Вестник Брянского государственного технического университета. – 2010 – № 3(27). – С. 39–49.
8. Корнеев, М.М. Стальные мосты: в 2 т./ М.М. Корнеев. – Киев: Академпрес, 2010. – Т. 1. – 532 с.
9. Корнеев, М.М. Стальные мосты: в 2 т./ М.М. Корнеев. – Киев: Академпрес, 2010. – Т. 2. – 490 с.
10. Кадисов, Г.М. Конечно-элементное моделирование динамики мостов при воздействии подвижной нагрузки / Г.М. Кадисов, В.В. Чернышов // Инженерно-строительный журнал. – 2013, № 9. – С. 56–63.
11. Круглов, В.М. О проектировании мостов на высокоскоростных магистралях России / В.М. Круглов, Е.С. Ашпиз // Интернет-журнал «Наукоеведение». – Режим доступа: <http://naukovedenie.ru>. – 2014, выпуск 5(24). – 11 с.
12. Сидорович, Е.М. Компьютерное моделирование нестационарных задач динамики сооружений / Е.М. Сидорович // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: Сб. научн. статей XIX Международного научно-методического семинара: в 3-х ч., Брест, 2014. – ч. 1. – С. 219–223.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ГАЗОСИЛИКАТНОГО БЛОКА В ЗОНЕ АНКЕРНОГО КРЕПЛЕНИЯ ПРИ ЗАВОРАЧИВАНИИ СТАЛЬНОГО ВИНТА В ПЛАСТМАССОВЫЙ ДЮБЕЛЬ

ФОМИЧЕВ В. Ф.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В последние годы значительно возросло строительство каркасных зданий повышенной этажности. Довольно часто стеновое заполнение в таких зданиях выполняют из газосиликатных блоков, имеющих хорошие теплотехнические характеристики. Весьма распространенным является использование в зданиях повышенной этажности навесных фасадных систем. Крепление опорных элементов таких систем к газосиликатным стенам осуществляется с использованием различных типов пластмассовых распорных дюбелей. Дюбели различаются по типу конструкционного материала, размеру наружного диаметра, длиной и конструкцией внутренней полости, в которую заворачивается стальной стержень с выступающим винтовым рельефом. В данном исследовании рассматривался пластмассовый распорный дюбель, имеющий три внутренние камеры разного диаметра. В начальной, средней и хвостовой части пластмассового дюбеля диаметры камер составляли 7,0 мм, 3,6 мм и 2,0 мм соответственно. Диаметр стального винта равнялся 7,0 мм без учета выступающих винтовых рельефов.

Прочностные характеристики газосиликата значительно (в 8–12 раз) ниже, чем аналогичные характеристики распорного дюбеля, изготовленного из полипропилена. При этом оба этих материала характеризуются нелинейной зависимостью диаграммы « σ – ϵ ». Задача по установлению напряженно-деформированного состояния газосиликатного блока и пластмассового дюбеля в зоне распорного анкерного крепления решалась с использованием метода конечного элемента (МКЭ) в нелинейной постановке с учетом прочностных и

деформационных характеристик, как газосиликатных блоков, так и полипропиленового дюбеля.

Задача решалась в объемной постановке путем численных исследований, проводимых на персональном компьютере. Поскольку такая задача является осесимметричной, то исследование проводилось на КЭ-модели, представляющей собой 1/16 часть цилиндрического фрагмента газосиликатного массива. При этом использовались нелинейные конечные элементы типа SOLID. На рис. 1 представлена верхняя часть КЭ-модели. Синим цветом выделена область модели соответствующая полипропиленовому дюбелю.

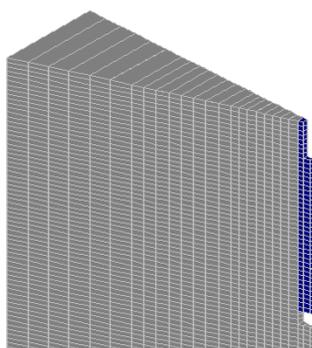


Рис. 1. Фрагмент КЭ-модели в зоне анкерного крепления дюбеля

Для решения задачи по определению несущей способности распорных дюбелей в газосиликатных стенах зданий при действии статической нагрузки от веса навесной фасадной системы и ветровой нагрузки с учетом динамической составляющей необходимо последовательно рассмотреть напряженно-деформированное состояние газосиликатного блока и пластмассового дюбеля в зоне анкерного крепления на различных этапах работы.

Сначала (на первом этапе) при заворачивании стального стержня в дюбель, а затем (на втором этапе) при приложении нагрузки от веса фасадной системы и последующем действии вырывающего усилия от ветровой нагрузки.

В задаче первого этапа (когда стальной винт заворачивают в пластмассовый дюбель, установленный в заранее выполненном отверстии в газосиликатном массиве) после наложения по граням КЭ-модели необходимых опорных связей, к внутренним поверхностям

пластмассового дюбеля прикладывались по нормали равномерно распределенные нагрузки, соответствующие давлениям, возникающим при перемещении внутренних поверхностей пластмассового дюбеля стальным винтом в направлении газосиликата.

Проведенные численные исследования позволили установить напряженно-деформированное состояние газосиликатного блока и пластмассового дюбеля в зоне распорного анкерного крепления. На рис. 2 представлен характер напряженно-деформированного состояния зоны газосиликатного блока примыкающей к распорному дюбелю.

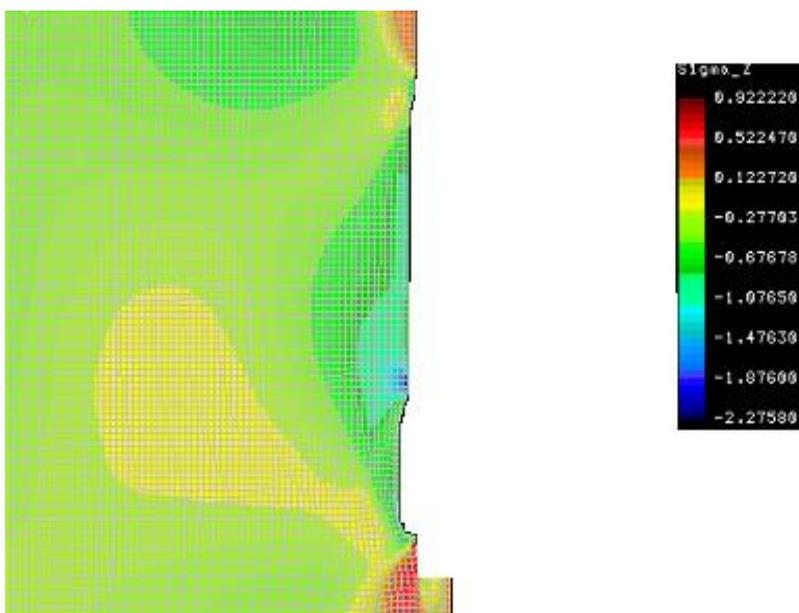


Рис. 2. Напряженно-деформированное состояние зоны газосиликата, примыкающей к распорному дюбелю (напряжения σ_z в МПа)

В результате заворачивания стального стержня на всю длину пластмассового дюбеля в хвостовой части дюбеля за счет наибольшего деформирования газосиликата образуется уширение анкерного устройства, повышающее его несущую способность на вырывание. После решения задачи второго этапа можно будет определить несущую способность анкерного устройства на вырывание.

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КРАНОВОЙ КОНСОЛИ ПО МЕТОДИКЕ ТКП EN 1992-1-1-2009*

ХОТЬКО А. А.

Белорусский национальный технический университет
г. Минск, Беларусь

Особенности расчета и конструирования коротких консолей ($Z_0 > a_c$) железобетонных колонн изложены в приложении J3 нормативного документа ТКП EN 1992-1-1-2009*. Согласно указанному приложению, короткие консоли могут быть рассчитаны при помощи модели «распорки и тяжи», описанной в п. 6.5 ТКП EN 1992-1-1-2009*. Однако, следует отметить, что согласно таблице НП1 национального приложения к Еврокоду 2, приложение J не применяется при строительстве зданий и сооружений на территории Республики Беларусь, что, впрочем, не отменяет действие положений п. 6.5 Еврокода 2 и возможности его применения для расчета консолей. Поэтому, учитывая логичность и обоснованность предлагаемой нормативным документом модели «распорки и тяжи», данная модель и была использована нами для расчета коротких консолей железобетонных колонн.

Роль тяжей в модели выполняет основная продольная арматура $A_{s,main}$, а роль распорки выполняет сжатый бетонный подкос (рис. 1, 2).

Угол θ , как правило, необходимо ограничивать. Рекомендуемые предельные значения равны:

$$1 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 2,5 \quad \text{или} \quad 45^\circ \leq \theta \leq 68^\circ.$$

На консоль крайней колонны действует вертикальная сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузки и горизонтальная сосредоточенная сила от торможения тележки крана.

Условия равновесия будут выглядеть следующим образом:

$$M_B^t = F_{Ed} a_c + H_{Ed} (a_n + z_0) = F_s z_0, \quad (1)$$

$$M_A^t = F_{Ed} a_c + H_{Ed} a_H = F_c a_c \cdot \sin \theta \quad (2)$$

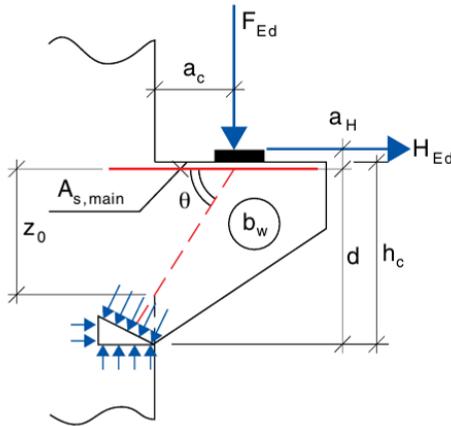


Рис. 1. Система тяжей-распорок в расчете коротких консолей
 θ – угол между бетонным сжатым подкосом и осью консоли, перпендикулярной к поперечному усилию; b_w – ширина сечения консоли;
 z – плечо внутренней пары сил для элемента с постоянной высотой, соответствующее изгибающему моменту в рассматриваемом элементе (при расчете поперечного усилия железобетонного элемента без продольной силы, может быть использовано приближенное значение $z = 0,9d$)

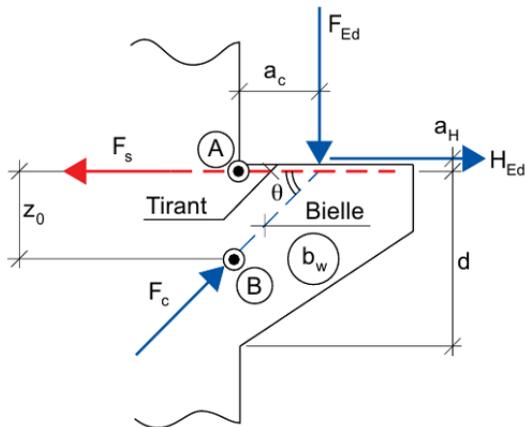


Рис. 2. Схема усилий, действующих в консоли

Из условий равновесия можно определить усилия в растянутой арматуре консоли и сжатом подкосе:

$$F_s = F_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z_0} + H_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{a_n}{z_0}\right). \quad (3)$$

$$F_c = \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{\sin \theta}. \quad (4)$$

При этом напряжение в бетоне следует ограничивать значениями:

$$\sigma_{Rdmax} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}. \quad (5)$$

Значение угла наклона сжатого бетонного подкоса можно определить из рис. 3:

$$\cos \theta = \frac{a/2}{d - z_0}. \quad (6)$$

$$f_c = \frac{F_c}{ab_w} \leq \sigma_{Rd,max}. \quad (7)$$

Следовательно,

$$a \geq \frac{F_c}{b_w \sigma_{Rd,max}}. \quad (8)$$

Для обеспечения прочности должны соблюдаться условия:

$$a_h = a \sin \theta \leq t, \quad (9)$$

$$z_0 = d - \frac{a/2}{\cos \theta} > a_c. \quad (10)$$

Последнее условие относится к определению коротких консолей ($z_0 > a_c$).

Следует обратить внимание, что значение угла 2θ , может принимать значение от 0 до 180° , в то время, как расчет $\arcsin(2\theta)$ с использованием инженерных калькуляторов выдает значения в пределах от 0 до 90° . Поэтому, при вычислении угла следует принимать реально возможный угол θ при данных условиях задачи, исходя из графической схемы усилий, действующих в консоли (см. рис. 3).

Подбор основной продольной арматуры консоли выполняют по найденному усилию

$$F_s = F_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z_0} + H_{Ed} \left(1 + \frac{a_n}{z_0} \right), \quad (15)$$

$$A_{s,\text{main}} = \frac{F_s}{f_{yd}}. \quad (16)$$

Главную растянутую арматуру в основном принимают в виде «П-образных» или замкнутых горизонтальных хомутов. Схемы армирования основной продольной арматуры представлены на рис. 4.

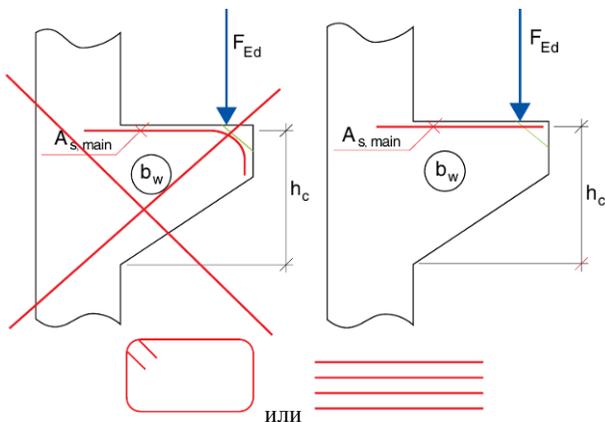


Рис. 4. Армирование консоли колонны

Условия анкеровки главной растянутой арматуры коротких консолей согласно СНБ 5.03.01 изложены в п.11.2.41.

В ТКП EN 1992-1-1-2009*, в отличие от СНБ 5.03.01, данные условия не оговариваются.

Главная растянутая арматура должна быть заанкерена по обоим концам. Она должна быть заанкерена в поддерживающем элементе на противоположной грани, и длина анкеровки должна быть измерена от положения вертикальной арматуры около грани. Арматура должна быть заанкерена в консоли, а длина анкеровки должна быть измерена от внутреннего края нагрузочной плиты.

Конструирование горизонтальных хомутов консоли (рис. 5) выполняют исходя из следующего соотношения:

Если $a_c < 0,5h_c$, замкнутые горизонтальные или наклонные хомуты должны быть установлены в дополнение к главной растянутой арматуре по всей высоте консоли. Площадь этих хомутов должна составлять

$$\Sigma A_{s,link} = k_1 \cdot A_{s,main} \quad (17)$$

где рекомендуемое значение $k_1 = 0,25$.

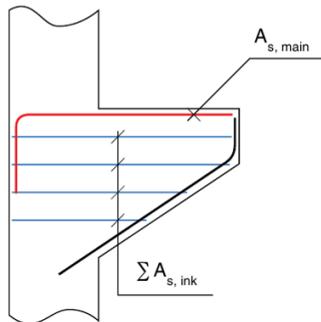


Рис. 5. К конструированию горизонтальных хомутов консоли

В случае если $a_c \geq 0,5h_c$, определяют расчетное значение сопротивления поперечной силе. Причем, для элементов конструкций, у которых нагрузка приложена к верхней грани сечения в пределах зоны $0,5d \leq a_v \leq 2d$ от края опоры (рис. 6), вклад данной нагрузки в поперечном усилии F_{Ed} учитывается умножением на коэффициент $\beta = a_v / 2d$. Для $a_v \leq 0,5d$, как правило, необходимо использовать значение $a_v = 0,5d$. Это правило понижения действительно только в тех случаях, когда продольная арматура полностью надежно заанкерена на опоре.

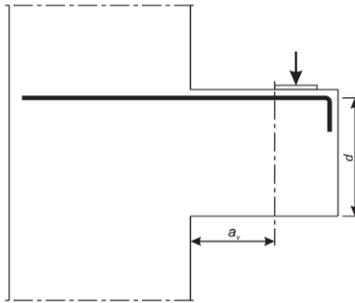


Рис. 6. К определению расчетного значения сопротивления поперечной силе

Если $a_c \geq 0,5 \cdot h_c$ и $F_{Ed} > V_{Rd,c}$, то кроме горизонтальных хомутов необходимо устанавливать расчетное количество поперечной замкнутой арматуры (замкнутые вертикальные хомуты)

Если $F_{Ed} > V_{Rd,c}$, то площадь арматуры вертикальных замкнутых хомутов (рис. 7) определяют из соотношения:

$$\Sigma A_{s,ink} = k_2 \cdot \frac{F_{Ed}}{f_{yd}}$$

где рекомендуемое значение $k_2 = 0,5$

Если $F_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, то вертикальное армирование не требуется.

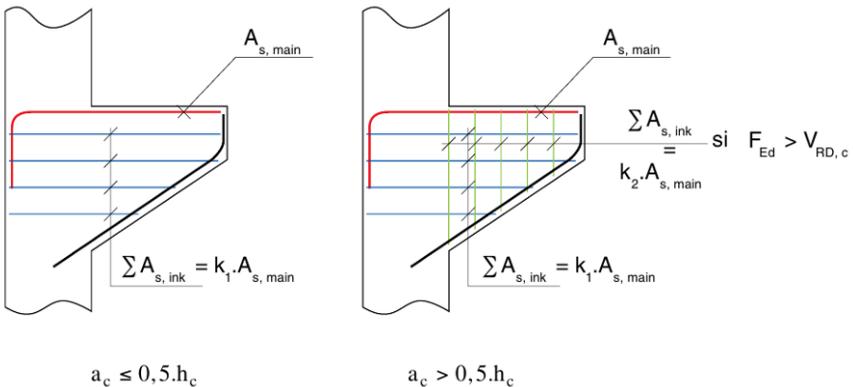


Рис. 7. К расчету армирования консоли вертикальными хомутами

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992-1-1–2009* Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, 2015. – 205 с.
2. Maotrise de l'eurocode 2. Guide d'application. Jean Roux. – Paris. – 337 p.

УДК 624.012

ЖИВУЧЕСТЬ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ С ПЕРЕКРЫТИЯМИ ИЗ СБОРНЫХ ПЛИТ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ

ЦЫМБАРЕВИЧ Т. А., ТУР А. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

К настоящему времени, несмотря на все возрастающее количество научных публикаций, накоплено довольно ограниченное число опытных данных, относящихся к исследованию живучести и поведения конструктивных систем в особых расчетных ситуациях при внезапном приложении нагрузки. Существующие экспериментальные исследования в подавляющем большинстве относятся к испытаниям монолитных железобетонных рам и многопролетных неразрезных балок. Что касается испытаний конструктивных систем из сборного железобетона при мгновенном удалении ключевого несущего элемента, то можно отметить их практически полное отсутствие. В связи с этим, экспериментальные исследования, которые представлены в данной работе, обладают важным практическим значением.

Нормативные документы [1, 2] рекомендуют применительно к феномену прогрессирующего обрушения определять живучесть как нечувствительность к локальному разрушению. Все определения приведены в табл. 1, и могут быть обобщены следующим образом: живучесть есть свойство конструктивной системы противостоять

анормальному воздействию или начальному разрушению без развития непропорционального обрушения.

Таблица 1

Некоторые из определений термина «живучесть», включенных в нормы различных стран

Нормативный документ	Определение
ЕН 1991-1-7 2006 [1]	<p>«Живучесть – это свойство конструкции противостоять таким событиям, как пожар, взрыв, удар, и результатам человеческих ошибок, без появления повреждений, которые были бы непропорциональны исходной причине (нечувствительность конструктивной системы к локальному повреждению)».</p> <p>«Robustness. The ability of a structure to withstand events like fire, explosions, impact or the consequences of human error without being damaged to an extent disproportionate to the original case»”</p>
GSA 2003 [2]	<p>«Живучесть – способность конструкции или конструктивных частей противостоять повреждению без преждевременного и/или хрупкого обрушения в результате пожара, взрыва, удара или результата человеческих ошибок, благодаря своей жесткости».</p> <p>«Robustness Ability of a structure or structural components to resist damage without premature and/or brittle failure due to events like fire, explosions, impact or the consequences of human error due to its vigorous strength and toughness»</p>

В соответствии с представленным определением живучесть (robustness) является исключительным свойством конструктивной системы в том смысле, что она не зависит от природы, причины и вероятности локального разрушения. Таким образом, говоря о живучести в рассматриваемой особой расчетной ситуации, следует говорить о свойстве модифицированной конструктивной системы. В этом случае следует считать, что проверка конструктивной системы в особой расчетной ситуации относится к оцениванию живучести модифицированной конструктивной системы, в которой

произвели внезапное удаление ключевого конструктивного элемента. Данная стратегия может быть единственной возможностью проверки конструктивной системы в случае неидентифицированных воздействий, для которых невозможно установить ни величину, ни направление.

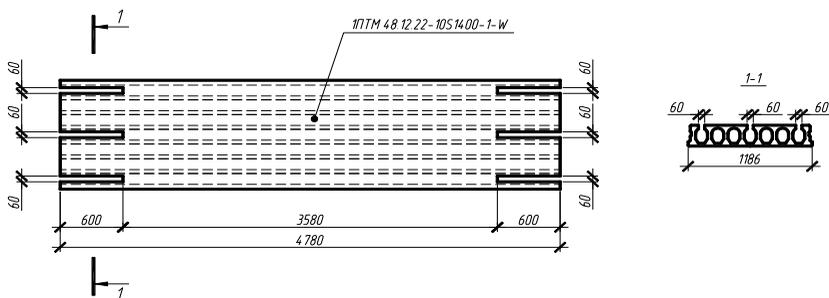


Рис. 1. Расположение прорезей для размещения каркасов в плитах безопалубочного формования для связи их в плоский диск перекрытия

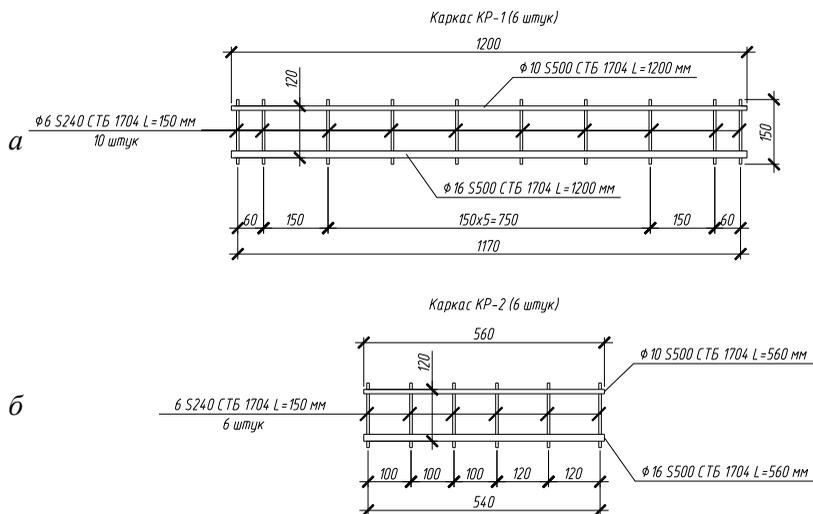


Рис. 2. Плоские каркасы:

а – каркасы КР-1 размещаются в прорезях в месте стыка плит на временной опоре (6 штук);

б – каркасы КР-2 размещаются в прорезях по торцам плит (12 штук)

Испытания проводились на фрагменте плоского диска перекрытия, состоящего из четырех плит безопалубочного формования, соответствующих серии Б1.041.1-4.08 1ПТМ 48.12.22-10S1400-1-W. По торцам плит выполнены прорезы для установки соединительных каркасов согласно чертежам (рис. 1), которые связывают плиты в плоский диск перекрытия в продольном направлении.

В качестве опор для плит были использованы фундаментные блоки. В качестве опоры для средней части диска перекрытия (стыка плит) была собрана временная опора, которая при проведении эксперимента удалялась из-под плит.

С целью повышения и обеспечения живучести фрагмента производилась установка арматурных стержней ($\text{Ø}12$ мм и $\text{Ø}14$ мм), моделирующих связи в поперечном направлении, зафиксированных на массивных вертикальных опорах. Связь была принята в соответствии с предварительным расчетом.

С целью моделирования опорных связей (выпуски в колонну, стену) по торцам плит в прорезы помимо каркасов устанавливались дополнительные арматурные стержни, которые приваривались к металлическим балкам.

Бетон заполнения стыка плит в поперечном направлении формирует сплошной монолитный балочный элемент. Шпонки между плитами замоноличивались бетоном того же класса, из которого выполнен балочный элемент.

Общий вид опытного фрагмента диска перекрытия представлен на рис. 3.

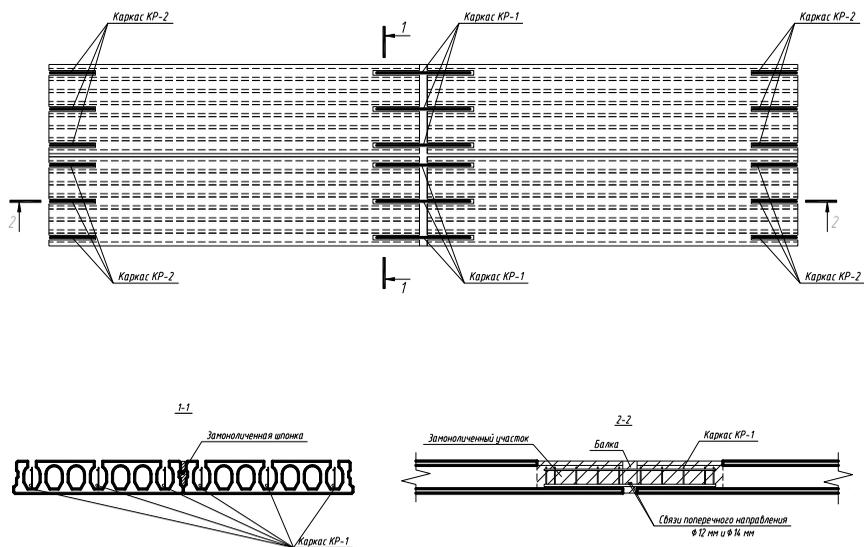


Рис. 3. Конструкция опытного фрагмента плоского диска перекрытия

Испытания опытного фрагмента проводились по следующей схеме:

- производилось нагружение диска перекрытия штучными грузами по 10 и 20 кг таким образом, что полезная нагрузка составляла 160 кг/м^2 или $1,6 \text{ кПа}$;

- производился демонтаж средней опоры диска перекрытия после передачи нагрузки от собственного веса плит и полезной нагрузки на стропы крана.

Таким образом, стропы крана выполняют функцию средней опоры (рис. 4).



Рис. 4. Диск перекрытия, образованный плитами безопалубочного формования и балкой замоноличивания

Производилось нагружение опытного фрагмента путем поэтапной передачи нагрузки на диск перекрытия в результате отпуска строп крана с контролируемой скоростью. Условные этапы передачи нагрузки и, соответственно, нагружения диска перекрытия контролировались по показаниям прогибомеров П1 и П2, расположенных в середине пролета диска перекрытия (рис. 5).



Рис. 5. Связи, замоноличенные по торцам плит

При проведении испытаний производились измерения относительных деформаций растянутой арматуры связи и бетона плит. Измерения производили с помощью индикаторов часового типа ИЧ-0,01 (с точностью 10–2 мм), установленных на арматурном стержне связи, на базе 155 мм (рис. 6). Также индикаторы размещались в сжатой и растянутой зонах бетона, на базе 300 мм (см рис. 6).

По результатам испытаний были установлены основные зависимости для описания работы диска перекрытия на характерных этапах нагружения.

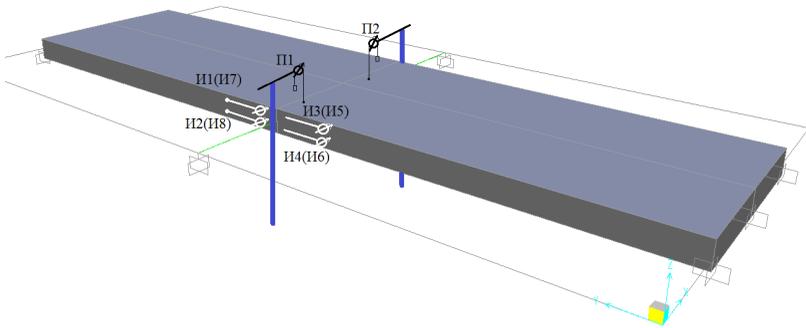


Рис. 6. Расположение индикаторов (И1–И8) и прогибомеров (П1, П2)

Проанализировав зависимости, полученные по результатам испытаний, работу диска перекрытия можно разбить на три характерные стадии.

Стадия 1. На данной стадии диск перекрытия, который состоит из сборных плит безопалубочного формования и балки замоноличивания, работает как единый монолитный диск.

Связь поперечного направления обладает собственной жесткостью и работает по модели изгибаемого элемента.

На данном этапе можно считать, что каркасы продольного направления практически не включаются в работу. Либо включаются, но далеко не в полной мере.

Также необходимо отметить, что немаловажную роль играют связи по торцам плит, моделирующие выпуски арматурных стержней в колонны либо стены. На данном этапе их роль, возможно, не так значительна, однако, на завершающих стадиях проведения эксперимента, на наш взгляд, их работа вносит определенный вклад в общую работу диска перекрытия. Соответственно, определение необходимой длины анкеровки стержней связи, замоноличенных по торцам плит, является отдельной задачей.



Рис. 7. Работа элементов на стадии 2 на 3 этапе работы диска перекрытия

Стадия 2. На данной стадии происходит образование трещин по границе контактного слоя между плитой и балкой с ее последующим выделением. Начинает образовываться пластический шарнир, включаются и начинают работать на растяжение каркасы продольного направления.

Связь поперечного направления все еще обладает собственной жесткостью и работает по модели изгибаемого элемента.

Следует отметить, что на данном этапе включаются в работу связи продольного направления по торцам (по 4d10 с каждой стороны.).

Стадия 3. На данном этапе система работает, как пластический шарнир вместе со связями поперечного и продольного направления.



Рис. 8. Диск перекрытия после полной передачи нагрузки

В результате выполненного анализа экспериментальных исследований диска перекрытия можно сделать следующие выводы:

1) Связь поперечного направления существенно повышает живучесть конструктивной системы при удалении средней опоры и при увеличении расчетного пролета в два раза. Следует отметить, что после разгрузки плиты и обрезки связей, конструктивная система превратилась в механизм в месте пластического шарнира, который полностью исчерпал свой ресурс, что говорит о том, что мембранный эффект и работа самого диска перекрытия осуществлялась за счет работы связи поперечного направления и частично связей на крайних опорах (замоноличенных выпусков).

2) Принятое количество арматурных стержней, используемых в качестве связи, оказалось достаточным для восприятия растягивающих усилий после полной передачи нагрузки на диск перекрытия

в результате отпуска строп крана в соответствии с методикой проведения эксперимента.

Таким образом, принятое конструктивное решение диска перекрытия показало, что оно способно существенно повысить живучесть конструктивной системы при удалении средней опоры.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Еврокод 1 Воздействия на конструкции. Часть 1–7. Общие воздействия. Особые воздействия. – ТКП EN 1991-1-7–2009. – Минск, РУП «Стройтехнорм». – 50 с.

2. General Services Administrations (GSA), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings Major Modernizations Projects: 2003.

УДК 624.012.45

ОСОБЕННОСТИ УЧЕТА ЭФФЕКТОВ ВТОРОГО ПОРЯДКА ПРИ РАСЧЕТЕ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ТКП EN-1992-1-1–2009*

ШИЛОВ А. Е., МЕЗЕН В. В.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Особенность нынешней ситуации при проектировании зданий и сооружений в Республике Беларусь заключается в том, что в настоящее время одновременное действие СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [3] и ТКП EN 1992-1-1–2009* «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» [1] узаконено информационным письмом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 12.03.2010 г. Согласно приказу № 340 от 10.12.2014 г. Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь с 1 января 2015 г. проектирование монолитных железобетонных конструкций на возведение зданий и сооружений следует выполнять по ТКП EN 1992-1-1–2009* «Еврокод 2. Проектирование

железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» [1], разработанному на основе европейского стандарта.

При проектировании зданий и сооружений расчет на прочность является недостаточным, чтобы судить об их надежности. 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 P-Δ эффектами.

Методика учета эффектов второго порядка при расчете сжатых железобетонных элементов по нормам Республики Беларусь и Европейского союза имеет свои особенности и различия.

Во многих нормах, в том числе и [1] и [3] критерием необходимости учета/неучета продольного изгиба является сравнение гибкости λ с ее предельным значением λ_{lim} , однако подходы к определению λ_{lim} различны. Документ [1] приводит следующий критерий:

«Эффекты второго порядка могут не учитываться, если они составляют менее 10 % от соответствующих эффектов первого порядка».

Для отдельных элементов, таких как колонн, [1] предлагает пользоваться упрощенным критерием при котором эффекты второго порядка могут не учитываться, если гибкость λ меньше определенного значения λ_{lim} .

Документ [1] предлагает следующую методику по определению предельной гибкости. Формула для ее определения в общем виде выглядит следующим образом

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}},$$

где $A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}$ – коэффициент, зависящий от эффективного коэффициента ползучести φ_{ef} (A допускается в первом приближении принимать равным 0,7);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ – коэффициент, зависящий от механического коэффициента армирования:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} - B \text{ допускается принимать равным } 1,1;$$

$C = 1,7 - r_m$ – коэффициент, зависящий от отношения моментов с учетом эффектов второго порядка:

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} - C \text{ допускается принимать равным } 0,7;$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} - \text{относительное продольное усилие.}$$

Таким образом, для наиболее точного определения предельной гибкости колонны по [1] необходимо не только знать отношение моментов у концов колонны, но также предварительно задаться армированием и определить эффективный коэффициент ползучести по [1, п. 5.8.4], что предполагает весьма трудоемкий расчет.

В случае необходимого учета эффектов второго порядка [1, п. 5.8.5] предлагает три методики:

1) Общий метод, основанный на нелинейном расчете с учетом эффектов второго порядка (см. [1, п. 5.8.6]).

2) Упрощенный метод, основанный на номинальной жесткости;

3) Упрощенный метод, основанный на номинальной кривизне.

В [1, п. 5.8.5 (2)] отмечается, что метод (2) может применяться как для отдельных элементов, так и для конструкции в целом. Метод (3) подходит преимущественно для отдельных элементов. При реальных предпосылках в части распределения кривизны метод (3) может быть применен для конструкций. Стоит отметить, что западные исследователи в своих работах пришли к выводам, что значения расчетных изгибающих моментов второго порядка, полученные по этим методам, могут значительно отличаться, при этом они идут «в запас» в сравнении с результатами из нелинейных расчетов.

В Национальном приложении к [1] дано указание применять при расчетах метод номинальной жесткости.

В методе расчета с учетом эффектов второго порядка на основе жесткости элементов используются номинальные значения изгибной жесткости, которые рассчитываются с учетом влияния на общее поведение трещин, нелинейных свойств материалов и ползучести, что применимо также и к соседним (смежным) элементам, которые учитывают при расчете, например, балки, плиты или фундаменты. Метод номинальной жесткости предполагает учет продольного изгиба при помощи коэффициента увеличения момента.

Расчетный момент будет равен:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{N_B / N_{Ed} - 1} \right],$$

где M_{0Ed} – момент с учетом эффектов первого порядка;

β – коэффициент, который зависит от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядка;

N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия;

N_B – критическая сила, определенная на основе номинальной жесткости.

В большинстве случаев, за исключением некоторых ситуаций, описанных в [1, п. 5.8.7.3 (2), (3) и (4)], значение β можно определить по формуле

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0},$$

где c_0 – коэффициент, который зависит от распределения момента с учетом эффектов первого порядка (например, $c_0 = 8$ при постоянном моменте с учетом эффектов первого порядка, $c_0 = 9,6$ – при параболическом и $c_0 = 12$ – при симметричном треугольном распределении и т. д.)

Критическая сила N_B определяется из формулы Эйлера

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^2}.$$

Причем в качестве EI следует использовать следующее значение номинальной жесткости:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s,$$

где E_{cd} , E_s – расчетные значения модулей упругости бетона и арматуры;

I_c , I_s – моменты инерции сечения бетона и арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

$K_s = 1$ – коэффициент, учитывающий влияние арматуры,

K_c – коэффициент, учитывающий влияние трещин, ползучести:

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}),$$

где φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести, см. [1, п. 5.8.4];

Значения коэффициентов k_1 и k_2 равны:

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}},$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20,$$

где n – относительное продольное усилие.

Важно отметить, что [1, п. 5.8.7.2 (4)] утверждает, что в статически неопределимых конструкциях необходимо учитывать неблагоприятное влияние образования трещин в примыкающих элементах, и формулы по определению номинальной жесткости в общем случае не распространяются на такие элементы. Данный пункт требует детального рассмотрения.

Одним из ключевых вопросов при определении коэффициента увеличения момента является правильное назначение расчетной длины колонны, что, в свою очередь, существенно влияет на величину критической силы. По существу, расчетная длина сжатого стержня характеризует влияние сопрягаемых с рассматриваемым стержнем элементов данной системы и его собственных параметров на способность деформироваться под действием продольных сил. Она должна определяться с учетом значений жесткостных и нагрузочных факторов не только в данном стержне, а во всей системе, что является весьма сложной задачей.

Выбор формулы для определения расчетной длины по [1] зависит от того, раскреплен элемент или нет. Никаких численных критериев по отношению элемента к раскрепленным или нераскрепленным документ [1] не содержит, однако в [1, п. 5.8.1] приведено определение:

«Раскрепленные элементы или системы: конструктивные элементы или подсистемы, для которых при расчете и проектировании принято, что они не способствуют общей горизонтальной устойчивости конструкции.»

То есть колонна считается раскрепленной в рассматриваемом направлении, если все горизонтальные нагрузки передаются на диафрагмы, ядра жесткости или связевые блоки. Если же колонна сама воспринимает горизонтальные нагрузки и участвует в обеспечении общей устойчивости здания, то она принимается нераскрепленной. Колонна может быть раскрепленной в одном направлении и нераскрепленной в другом, таким образом формулы для определения ее расчетной длины в различных направлениях также будут различны.

Для нахождения расчетной длины необходимо определить значения относительной податливости закрепления от поворота на концах колонны k_1 и k_2 по формуле

$$k = \frac{\theta}{M} \cdot \left(\frac{EI}{l} \right).$$

Это вызывает определенные затруднения (необходимо знать отношение угол поворота/изгибающий момент).

Также рекомендации [1] по определению расчетных длин, например, частей ступенчатой колонны одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами представляют сложность и неопределенность. Поэтому на данном этапе расчета в настоящий момент в этом случае представляется целесообразным воспользоваться рекомендациями табл. 7.4 [3].

В результате анализа даже такой краткой информации по особенностям учета эффектов второго порядка при расчете сжатых железобетонных элементов по источнику [1] можно сделать следующие выводы.

Их использование представляет определенную сложность, трудоемкость, а в некоторых ситуациях и неопределенность

Применение требований Еврокода-2 по рассматриваемому вопросу при проектировании зданий и сооружений в Республике Беларусь требует особой проработки, анализа и, самое главное, разработки конкретных рекомендаций по расчету в Национальном приложении к [1] для обеспечения и повышения надежности проектируемых зданий и сооружений.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992-1-1–2009*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 205 с.
2. ТКП EN 1990–2011*. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. – 86 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республик Беларусь, 2003. – 140 с.

УДК624

ПРОТИВОРЕЧИЯ ТРЕБОВАНИЙ НОРМ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И ВОЗВЕДЕНИЮ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К СТЫКОВЫМ СОЕДИНЕНИЯМ АРМАТУРЫ

ЛАТЫШ В. В.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение. В соответствии с п. 4.2.4 [1] соединения арматуры следует выполнять в соответствии с проектной документацией и требованиями ТНПА. Стыковые соединения рабочей вертикальной арматуры диаметром от 20 до 40 мм монолитных фундаментов и вертикальных монолитных конструкций (колонны, диафрагмы жесткости, стены и др.) следует выполнять с использованием муфт

по СТБ 2152. Соединение вышеуказанной арматуры внахлест не допускается.

В свою очередь со стороны технических-нормативно правовым актов (ТНПА) по проектированию и расчету железобетонных конструкций [2–4] отсутствуют жесткие требования по ограничению применения стыковых соединений арматуры внахлест (без сварки).

Противоречие, содержащееся в вышеупомянутых ТНПА является актуальной проблемой, так как применение механических соединений арматуры при помощи муфт, значительно увеличивает продолжительность строительных работ.

Настоящая статья подготовлена для обоснования возможности замены стыковых соединений арматуры при помощи муфт, стыковыми соединениями арматуры внахлест (без сварки).

В рамках данной статьи выполнен обзор требований ТНПА, предъявляемых к стыковым соединениям арматуры, перечислены достоинства и недостатки сопоставляемых видов стыковых соединений.

Требования ТНПА предъявляемые к стыковым соединениям арматуры. Требования к стыковым соединениям арматуры содержатся в следующих ТНПА по проектированию строительных конструкций:

1. СНБ 5.03.01–03 «Бетонные и железобетонные конструкции» запрещает стыковку арматуры внахлест без сварки только стержней диаметром 40 мм. При этом данное ограничение связано с тем, что испытание надежности соединений внахлест при таких диаметрах не производились. В соответствии с п. 11.2.43 отдельные стержни диаметром более 25 мм не рекомендуется стыковать внахлестку (без сварки), а более 36 мм – не допускается.

2. ТКП EN 1992-1-1–2009 «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» не ограничивает область применения стыковых соединения арматуры внахлест (см. пп. 8.7, 8.8). Согласно п. 8.8 стержни больших диаметров, значение которых превышает 32 мм, не рекомендуется соединять внахлест.

3. ТКП EN 1998-1–2011 «Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций» не содержит требований, ограничивающих область применения стыковых соединения арматуры внахлест (без сварки) (см. п. 5.6.3).

Таким образом в технических нормативных правовых актах (ТНПА) по проектированию железобетонных конструкций применение стыковых соединений арматуры с помощью муфт носит рекомендательный характер и применяется наравне со стыковым соединением арматуры внахлест.

Достоинства и недостатки стыковых соединений арматуры. Стыковое соединение арматуры с помощью муфт имеет следующие достоинства:

- низкий процент продольного армирования в зоне стыка по сравнению с соединением внахлест;

- уменьшение расхода арматуры на стык.

В свою очередь данный тип соединения содержит большое количество недостатков:

- необходимость наличия у подрядчика дефицитного технологического оборудования, выход из строя которого приводит к остановке строительного процесса;

- необходимость наличие квалифицированного рабочего персонала;

- необходимость постоянного контроля качества производства работ по опрессовке муфт;

- сложность в контроле надежности каждого стыкового соединения;

- высокая стоимость соединительных муфт.

- высокая трудоемкость и продолжительность работ по сборке арматурного каркаса, что подтверждено практикой строительства.

Стыковое соединение арматуры внахлест (без сварки) имеет следующие достоинства:

- простота конструктивного решения стыка;

- возможность визуального контроля качества стыка с простым измерительным инструментом (линейка);

- отсутствие специального технологического оборудования для устройства стыка;

- отсутствие особых требований к квалификации рабочего персонала;

- низкая трудоемкость и продолжительность работ.

Недостатками соединения арматуры внахлест являются:

- высокий процент и густота армирования в зоне стыка, что может осложнить проникновение бетонной смеси при бетонировании;

– повышенный расход арматуры на устройство стыка по сравнению с соединением на муфтах (10–25 %).

Выводы

На основании проведенного анализа сопоставляемых типов соединения арматуры, а также изучения фактических данных проекта и условий производства строительных работ, можно сделать следующие выводы.

1. Технические нормативно правовые акты по проектированию строительных конструкций не содержат требований, жестко ограничивающих применение стыковых соединений арматуры внахлест (без сварки) при диаметре до 40 мм.

2. Стык арматуры внахлест (без сварки) является более простым и хорошо контролируемым способом соединения арматуры.

3. Стык арматуры внахлест (без сварки) имеет более высокий расход арматуры на устройство стыка по сравнению с соединением на муфтах.

4. Согласно сложившейся практике строительства соединение арматуры механическим способом при помощи резьбовых и обжимных муфт применяется для снижения затрат на устройство стыка и является экономически оправданным при диаметре арматуры 25 мм и более. Однако экономическая эффективность данного вида соединения может быть полностью исключена в случае нерационального конструирования (наличие отходов арматуры при неграмотной раскройке поставляемых стержней).

5. Изготовление арматурного каркаса со стыком арматуры при помощи муфт имеет более высокую продолжительность (около двух раз) и трудоемкость работ (в четыре раза) по сравнению с соединением внахлест.

6. При большом количестве колонн в пределах этажа и этажности здания (от 15 этажей), применение стыка арматуры внахлест вместо соединений на муфтах может значительно уменьшить сроки строительства объекта (более чем на 1 месяц).

Заключение. Наличие противоречий в ТНПА по проектированию и возведению железобетонных конструкций должно быть устранено. Оснований для ограничения применения соединений арматуры внахлест без сварки для диаметров арматуры до 40 мм отсутствуют.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Монолитные бетонные и железобетонные конструкции. Правила возведения: ТКП 45-5.03-131-2009.
2. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009.
3. Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций: ТКП EN 1998-1-2011.
4. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-03.
5. Типовая технологическая карта на устройство механического соединения стержней арматуры методом опрессования ТК-100987457.147-2016. – РУП «Стройтехнорм», 2016.

УДК 624.012

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ НАПРЯЖЕНИЙ В ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЕ ИЗГИБАЕМЫХ КЕРАМЗИТОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В УСЛОВИЯХ МАЛОЦИКЛОВОГО ЗАГРУЖЕНИЯ.

СЕМЕНЮК С.Д., КУЗЬМИНА А.А.
Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

Большая часть исследований в странах СНГ и за рубежом посвящена работе железобетонных конструкций при статических и динамических нагружениях. На сегодняшний день не изучены и не систематизированы результаты экспериментальных и теоретических исследований по оценке прочности и деформативности изгибаемых керамзитожелезобетонных элементов при малоцикловом нагружении, что особо важно для Республики Беларусь.

В настоящее время расчет железобетонных конструкций на прочность, трещиностойкость и деформативность производят без учета их малоциклового нагружения, в том числе и изгибаемых керамзитожелезобетонных элементов. Если при расчете железобетонных конструкций реализация современных расчетных моделей име-

ет достаточное обоснование, то разработка расчетных положений для изгибаемых керамзитожелезобетонных элементов при малоцикловом воздействии недостаточна и требует дополнительных экспериментальных и теоретических исследований.

В этой связи актуальной представляется работа по исследованию прочностных и деформативных характеристик изгибаемых керамзитожелезобетонных элементов. Планируется провести 5 серий экспериментальных исследований, по 6 балок в каждой серии с размерами поперечного сечения 100×150 мм длиной 1400 мм, а также кубы с размером ребра 150 мм и 100 мм, цилиндры диаметром 150 мм высотой 300 мм и призмы размером $150 \times 150 \times 600$ мм.

Программа испытаний разработана таким образом, чтобы разработать модель работы конструкции в реальных условиях.

1. воздействие нагрузок среднего уровня (0,6–0,7)
2. воздействие нагрузок высокого уровня (0,8–0,85)
3. изменение уровня нагрузки со среднего на высокий (с 0,6–0,7 до 0,8–0,85)
4. внезапное скачкообразное изменение уровня нагрузки на более высокий с последующим возвращением к эксплуатационному уровню (0,6–0,7 случайный скачок на одном из циклов нагружения до 0,9).

Малоцикловая нагрузка прилагается на протяжении 10 циклов с доведением до разрушения на 11 цикле (рис. 1).

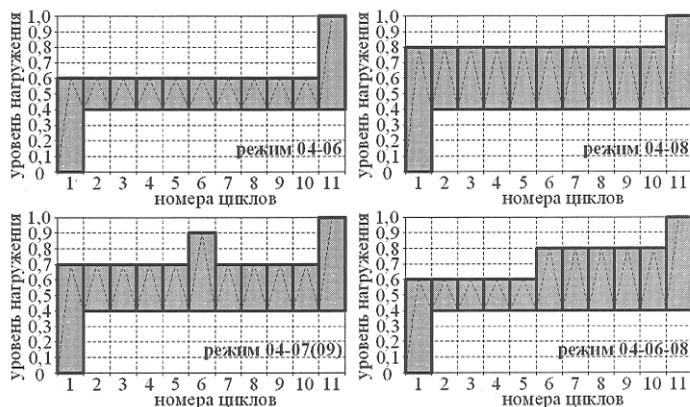


Рис. 1. Режимы приложения малоцикловой нагрузки к опытным образцам.

Режимы приложения малоциклового нагружения при испытаниях призм, цилиндров балок одинаковы и отражают реальную работу конструкций при эксплуатации.

Для определения напряжений в продольной растянутой арматуре при малоцикловом нагружении рассмотрим два случая – нижний и верхний уровни загрузки. Для нижнего уровня загрузки эпюра сжатой зоны имеет вид треугольника, для верхнего в виде прямоугольной трапеции. Сначала испытывают цилиндры по такой же методике, как и призмы $150 \times 150 \times 600$. При уровне загрузки $\eta = 0,4$ по И-1 фиксируем деформации крайних сжатых фибр испытываемой балки и отмечаем нагрузку P , прикладываемую к балке, то есть нижний уровень загрузки. Деформативные характеристики керамзитобетонных цилиндров определяем согласно патента на полезную модель №11289 «Устройства для определения деформативных характеристик в бетонных цилиндрах». Общий вид устройства с элементами крепления и индикаторами часового типа ИЧ-1, с ценой деления $0,001$ мм, размещенными на устройстве, приведен на рис. 2.

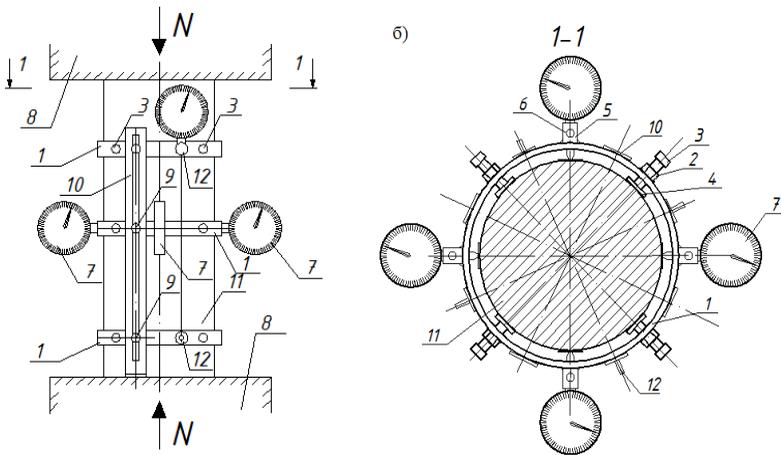


Рис. 2. Устройство для определения деформативных характеристик в бетонных цилиндрах:
 а – вид сбоку; б – разрез 1-1

Испытания призм $150 \times 150 \times 600$ мм на кратковременное центральное сжатие проводилось в полном соответствии с требованиями ГОСТ 24452-80*. При малоцикловом нагружении режимы приложения нагрузки к призмам приняты такие же, как и для цилиндров и балок.

В маркировке опытных образцов указаны максимальный нижний и верхний уровни малоциклового нагружения. Разделитель разрядов условно не показан. Например, при маркировке режима нагружения «0,4–0,8», нижний уровень нагружения $\eta_{\text{low}} \approx 0,4 f_{cm}$, верхний уровень нагружения $\eta_{\text{top}} \approx 0,8 f_{cm}$.

Рассмотрим испытание балки длиной $l=1,4$ м, армированной двумя каркасами с рабочей арматурой $\varnothing 10$ мм и размерами сечения $b \times h = 10 \times 15$ см. Загружение производим по схеме на рис.3.

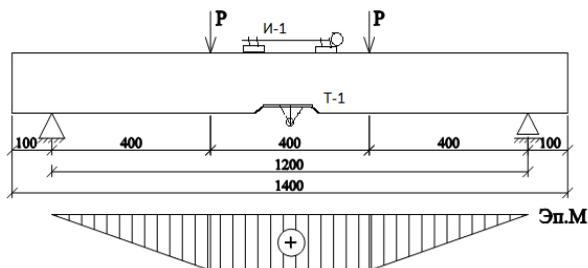


Рис.3. Схема нагружения балки

Упругая стадия работы изгибаемого керамзитожелезобетонного элемента.

Режим нагружения балки малоцикловым воздействием следующий.

Балку от «0» при снятии всех отсчетов нагружаем ступенями, равными 10 % от разрушающей нагрузки, далее последуют 2-я, 3-я и т. д. ступени нагружения до момента, когда деформации крайних сжатых фибр достигнут значений, соответствующих уровню напряжений $\eta = 0,4$.

Это напряжение соответствует нижнему пределу микротрещинообразования и по нему фиксируем нагрузку P_1 . Величину деформаций сжатой грани балки принимаем такой же как при испытании бетонных призм (цилиндров) при их обработке статистическим методом с использованием линейно-корреляционного анализа.

При помощи тензометра Гугенбергера фиксируем деформации продольной растянутой арматуры и напряжения $\sigma_s = \varepsilon_s E_s$. Также при помощи тензорезисторов, наклеенных диаметрально противоположно на арматурных стержнях, фиксируем деформации и напряжения.

В диапазоне работы бетона от 0 до нижнего предела микротрещинообразования считаем, что керамзитожелезобетонный элемент находится в упругой стадии напряженно-деформированного состояния. Поэтому эпюру напряжений в сжатой зоне балки принимаем в виде треугольника (рис. 4.)

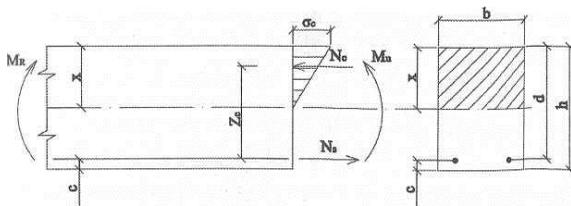


Рис. 4. К определению высоты сжатой зоны балки в упругой стадии работы

В соответствии с рис. 2. имеем

$$N_s = N_c; A_s \cdot \sigma_s = 0,5 \sigma_c \cdot b \cdot x; Z_c = d - \frac{x}{3},$$

$$M_u = M_s = M_c = P \cdot a = A_s \cdot \sigma_s \cdot Z_c = 0,5 \sigma_c \cdot x \cdot b \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)$$

$$M_u = 0,5 \sigma_c \cdot x \cdot b \cdot d - 0,165 \sigma_c \cdot x^2 \cdot b$$

К примеру, имеем бетон класса CL10/12,5 и $b = 10$ см; $d = 12,5$ см; $A_s = 1,57$ см²; $c = 2,5$ см; $a_c = 40$ кгс/см², подставляем значения известных параметров в уравнение:

$$0,165 \cdot 40 \cdot 10 \cdot x^2 - 0,5 \cdot 40 \cdot 10 \cdot 12,5 x + 40 \cdot P = 0$$

Разделив левую и правую часть этого уравнения на 40 получим:

$$1,65 x^2 - 62,5 x + P = 0$$

Решая это квадратное уравнение, находим высоту сжатой зоны керамзитобетона «х», после чего подставляя в формулу:

$P \cdot a = A_s \sigma_s (d - 0,33x)$, значение « x », вычисляем σ_s

$40P = 1,57 \cdot \sigma_s (12,5 - 0,33x)$;

$40P = 19,625\sigma_s - 0,5214x \cdot \sigma_s$ решая уравнение, вычисляем σ_s

Каждому циклу нагружения балки при $\eta = 0 - 0,4$ будет определенное σ_s , которое впоследствии является ориентиром при испытании контрольных образцов арматуры подверженных малоцикловому нагружению.

Значения опытных и теоретических σ_s сравниваем, а также ведем сравнение характеристик $\sigma_s - \varepsilon_s$ для образцов, подвергнутых однократному нагружению и характеристик $\sigma_s_{\text{цикл}} - \varepsilon_s_{\text{цикл}}$ для образцов арматуры, в которых балки подвергнуты малоцикловому нагружению.

Рассмотрим упруго-пластическую стадию работы изгибаемого керамзитожелезобетонного элемента.

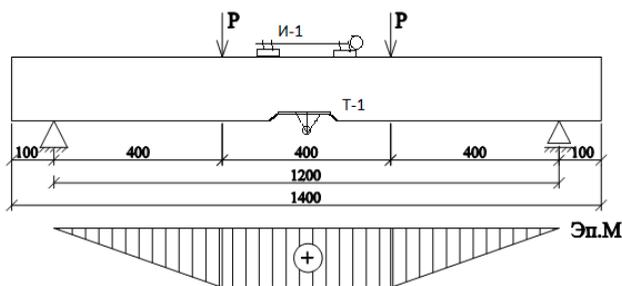


Рис.5. Схема нагружения балки

Режим нагружения балки малоцикловым воздействием следующий.

Балку от «0» при снятии всех отсчетов загружаем ступенями, равными 10% от разрушающей нагрузки, далее последуют 2-я, 3-я и т.д. ступени нагружения до момента, когда деформации крайних сжатых фибр достигнут значений, соответствующих напряжению 4 МПа (40кгс/см²) (фиксируем нагрузку P_1). Затем следуют 5-я, 6-я, 7-я, 8-я ступени нагружения до момента, когда деформации сжатой грани балки достигнут значения, соответствующего напряжению 8 МПа (80кгс/см²) (фиксируем нагрузку на балку P_2).

Эти значения берем из испытанных бетонных призм и их обработки статистическим методом. При помощи тензомера Гугенберга фиксируем деформации продольной растянутой арматуры, а, следовательно, и напряжения $\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s$. Также при помощи тензорезисторов, наклеенных диаметрально противоположно на арматурных стержнях, фиксируем деформации и напряжения. После этого сбрасываем нагрузку до значения P_1 , снимаем показания по всем приборам и записываем в ведомость испытаний. Затем поднимаем нагрузку до значения P_2 , снимаем показания по всем приборам и записываем в ведомость.

Таких циклов будет 10. На 11-м цикле при подъеме нагрузки до разрушающей с начала отсчета при уровне 0,85; 0,90; 0,95 и если удастся, то при $\eta = 1$ ($\eta = P_i / P_{разр}$). После испытания призм и цилиндров при малоцикловом нагружении ($n=10-11$) испытываем балки с 10-11 циклами, при этом нижний уровень нагружения $\eta_{нижн} = 0,4$, верхний – $\eta_{верх} = 0,8$.

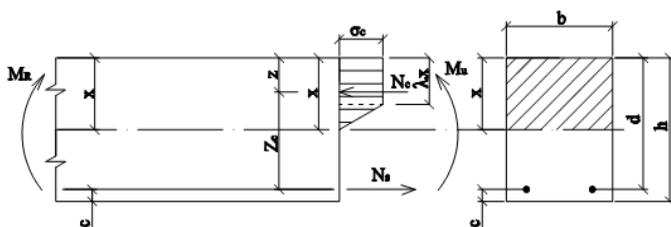


Рис.6. Определение высоты сжатой зоны в упруго-пластической стадии

В соответствии с рис.4 записываем:

$$N_s = N_c; A_s \cdot \sigma_s = 0,5 \sigma_c \cdot b \cdot x; Z_c = d - x \cdot \frac{\lambda^2 + \lambda + 1}{3(\lambda + 1)}, \lambda = 0,93 - 0,014 f_{cd}.$$

$$M_u = M_s = M_c = P \cdot a = A_s \cdot \sigma_s \cdot Z_c = 0,5 \sigma_c \cdot x(1 + \lambda) \cdot b(d - x \cdot \frac{\lambda^2 + \lambda + 1}{3(\lambda + 1)})$$

Известны: M_s ; σ_c ; b ; A_s ; d ; c . Найти: x ; σ_s .

$$M_u = 0,5 \sigma_c \cdot x(1 + \lambda) \cdot b \cdot d - 0,5 \sigma_c \cdot x^2(1 + \lambda) \cdot b \cdot \frac{\lambda^2 + \lambda + 1}{3(\lambda + 1)}$$

$$0,165\sigma_c \cdot b (\lambda^2 + \lambda + 1) \cdot x^2 - 0,5\sigma_c \cdot b \cdot d(1 + \lambda) \cdot x + M_0 = 0$$

Так как имеем бетон класса CL 16/20 и $b=10\text{см}$; $d=12,5\text{см}$; $A_s=1,57\text{см}^2$; $c=2,5\text{см}$; $\sigma_c=80\text{кгс/см}^2=8,0\text{МПа}$, вычисляем:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ МПа}, \lambda = 0,93 - 0,014 \cdot 10,67 = 0,781.$$

Подставляем значения известных параметров в уравнение:

$$0,165 \cdot 80 \cdot 10 (0,781^2 + 0,781 + 1) \cdot x^2 - 0,5 \cdot 80 \cdot 10 \cdot 12,5 (1 + 0,781) \cdot x + 40P = 0$$

$$7,89 x^2 - 222,625x + P = 0.$$

Находим высоту сжатой зоны керамзитобетона «х», после чего подставляя в формулу: $P \cdot a = A_s \cdot \sigma_s \cdot Z_c$ значение «х», вычисляем σ_s :

$$40P = 1,57 \cdot \sigma_s (12,5 - x \cdot \frac{0,781^2 + 0,781 + 1}{3(0,781 + 1)})$$

$40P = 19,625\sigma_s - 0,4475x \cdot \sigma_s$ — «х» найден, решая уравнение находим σ_s .

Найдя теоретически σ_s при $\eta=0,4$ и σ_s при $\eta=0,8$ проводятся испытания образцов арматуры при циклическом нагружении со снятием отсчетов при деформациях при каждом цикле и каждой ступени.

Полученные опытные и теоретические σ_s сравниваем, а также ведем сравнение характеристик $\sigma_s - \varepsilon_s$ для образцов, подвергнутых однократному нагружению и характеристик $\sigma_{s \text{ цикл}} - \varepsilon_{s \text{ цикл}}$ для образцов арматуры, в которых балки подвергнуты малоцикловому нагружению.

Представленная программа экспериментальных исследований позволяет моделировать работу керамзитожелезобетонных элементов в реальных условиях, когда нижний уровень нагружения остается постоянным верхний от изменяется эксплуатационного до критического, обеспечивается необходимая достоверность полученных результатов. Представленная краткая программа и методика испытаний опытных призм и цилиндров позволит на основе экспериментальных данных получить диаграммы деформирования бетона при статическом нагружении и трансформированные диаграммы деформирования бетона при малоцикловом нагружении. Методика

испытаний арматуры позволяет получить диаграммы деформирования при монотонно возрастающей многократном нагружении и трансформированные диаграммы деформирования стали при малоцикловых нагрузках, а также выявить явление упрочнения арматурных стержней, т.е. проанализировать явление наклепа. Предлагаемая программа и методика испытания опытных балок позволит на базе результата экспериментальных исследований учесть влияние на прочность, жесткость и деформативность режима нагружения и малоциклового характер нагрузки в предистории нагружения.

УДК 691.32-033.33

ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЕРАМЗИТОБЕТОНОВ НА ОСНОВЕ СЫРЬЯ ЗАВОДОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

СЕМЕНЮК С. Д., КЕТНЕР Э. А.

Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

Аннотация. В статье приведены результаты экспериментальных исследований прочностных и деформативных характеристик керамзитобетона классов LC 9/10, LC 10/12, LC 16/18 и LC 30/33 при кратковременном центральном сжатию в возрасте 7, 14, 21, 28 и 60 суток, описана кинетика роста прочности этих бетонов, проведена экспериментально-статическая оценка методом линейного корреляционного анализа.

Введение. Бетон и железобетон в различных его модификациях есть и в перспективе будет одним из основных строительных материалов. Легкие бетоны средней прочности на основе керамзита широко применяются в промышленном и гражданском строительстве в Российской Федерации, Украине, Польше и др. Применение легкого бетона значительно расширяется, т.к. его использование эффективно не только для наружных ограждений отапливаемых зданий, но и во всех случаях, когда необходимо уменьшить вес конструкций. Особое значение легкий бетон имеет

при возведении многоэтажных монолитных зданий и сооружений, а также при строительстве зданий из крупных панелей и блоков; использование его существенно снижает трудоемкость, вес и стоимость объектов. Для соответствия белорусских нормативных документов Еврокоду необходимо уточнить некоторые прочностные и деформативные характеристики легких бетонов, что для Республики Беларусь является актуальным. С этой целью были проведены экспериментальные и теоретические исследования прочности и деформативности образцов из керамзитобетона классов LC 9/10, LC 10/12, LC 16/18 и LC 30/33 в виде кубов, призм и цилиндров на кратковременное центральное сжатие в соответствии с ГОСТ 24452-80*.

Цели и задачи. На основе экспериментальных данных получить зависимость, описывающая кинетику роста керамзитобетона во времени с целью прогнозирования прочностных характеристик возводимых конструкций зданий и сооружений. В этой связи для образцов из керамзитобетона класса 9/10...30/33 определить следующие характеристики: кубиковую, призмную и цилиндрическую прочности, коэффициенты призмной и цилиндрической прочности, модули продольных и поперечных деформаций, коэффициент упругости, касательный модуль и модуль сдвига, объемные деформации, коэффициент Пуассона, пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования.

Получение керамзитобетона LC 9/10. Для изготовления легкого бетона класса LC 9/10 в качестве крупного заполнителя использовался керамзитовый гравий фракций 5-10 и 10-20 мм с относительной прочностью в цилиндре 2,68МПа и 1,86 МПа соответственно; в качестве мелкого заполнителя – песок керамзитовый фракции 0-4 мм ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль». Вяжущим служил портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» марки М 500. Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса LC 9/10: Ц:П:Г=1:0,52:1,05 при водоцементном отношении В/Ц=0,63. Плотность бетона в возрасте 28 суток оказалась равной 950 кг/м³.

Составы бетонных смесей подбирались в соответствии с «Рекомендациями по подбору, изготовлению и применению конструкци-

онно-теплоизоляционного и конструкционного керамзитобетонов», подготовленных РУП «Институт БелНИИС».

Бетонную смесь приготавливали в лабораторных условиях вручную. Для изготовления образцов использовались инвентарные металлические сборно-разборные формы. Распалубливание проводилось на шестые сутки. В дальнейшем, экспериментальные образцы находились в естественных температурно-влажностных условиях цеха испытания конструкций, где и проводилось их испытание на кратковременное действие нагрузки.

Получение керамзитобетона LC 10/12. Для изготовления легкого бетона класса LC 10/12 применялся только керамзитовый гравий фракции 10-20 мм с относительной прочностью в цилиндре 1,86 МПа. Мелким заполнителем служил песок кварцевый с модулем крупности $M_{кр}=1,8$. Вяжущим служил портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» марки М 500.

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса CL 10/12: Ц:П:Г=1:2,41:1,37 при водоцементном отношении В/Ц=0,51. Плотность керамзитобетона в возрасте 28 суток – 1390 кг/м³. Осадка конуса – 5 см.

Получение керамзитобетона LC 16/18. В качестве крупного заполнителя для бетона класса LC 16/18 использовался керамзитовый гравий фракций 5-10 мм и 10-20мм с относительной прочностью в цилиндре 2,68МПа и 1,86 МПа соответственно.

Мелким заполнителем служил песок кварцевый с модулем крупности $M_{кр}=1,8$. Вяжущим служил портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» марки М 500.

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса LC 16/18: Ц:П:Г=1:1,84:0,79 при водоцементном отношении В/Ц=0,46. Плотность керамзитобетона в возрасте 28 суток – 1545 кг/м³.

Получение керамзитобетона LC 30/33. Для изготовления легкого бетона класса LC 30/33 в качестве крупного заполнителя использовался керамзит щебнеподобный фракций 5-10 мм Петриковского керамзитового завода ОАО «Гомельский ДСК». Мелким заполнителем служил песок кварцевый с модулем крупности $M_{кр}=1,8$.

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса CL 30/33: Ц:П:Щ= 1:1,84:0,79 при водоцементном отношении В/Ц=0,52. Плотность бетона в возрасте 28 суток оказалась равной 1780 кг/м³.

Методика проведения испытания образцов из керамзитобетона LC 9/10, LC 10/12, LC 16/18, и LC 30/33. Испытание призм и кубов на кратковременное центральное сжатие проводилось в полном соответствии с требованиями ГОСТ 24452–80*. Нагружение призмённых образцов до их разрушения производилось с постоянной скоростью роста напряжений ($0,6 \pm 0,2$ МПа/с) ступенями, равными 10% от ожидаемой разрушающей нагрузки. На каждой ступени отсчеты по приборам снимались дважды: сразу же после приложения нагрузки и после 4-5 минутной выдержки, чтобы проследить развитие пластических деформаций. При нагрузке 0,8...0,85 от разрушающей величину ступени уменьшали до 50% от первоначальной и далее проводили испытания по предыдущим режимам вплоть до разрушения образца. При испытании продольные деформации измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01мм на базе 370...375мм, установленными вдоль оси по четырем граням призм. Поперечные деформации измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,001мм на базе 110 – 115мм. Продольные и поперечные деформации по каждой отдельной призме (по показаниям четырех приборов механического действия) усреднялись. При отдельных отсчетах, резко отличавшихся от среднего, эти отсчеты и соответствующие им деформации по отдельным приборам из обработки опытных деформаций исключались.

Таблица 1

Расход инертных для керамзитобетона испытанных серий образцов

№ серии	Класс бетона	Расход на 1 м ³ смеси, кг						Плотность, кг/м ³	
		Цемент	Керамзитовый щебень	Керамзитовый гравий		Песок			Вода, л
				5-10	10-20	керамзитовый	кварцевый		
1	LC9/10	312,5	-	164,1	164,1	162,5	-	196,9	950
2	LC10/12	264,65	-	-	362,57	-	637,8	134,97	1390
3	LC16/18	378	-	147,31	147,31	-	695,61	174	1545
4	LC30/33	442,9	349,9	-	-	-	815	177,16	1780

Таблица 2

Прочностные характеристики кермзитобетона класса LC 16/18

Маркировка образца	Размеры, см			Площадь, см ²	Разруш. нагрузка, кН	Прочность, МПа	Средняя прочность, МПа	Масса, кг
	a	b	h					
<u>Возраст 7 суток</u>								
К-1	15,16	15	15	227,4	361,0	15.88	15.38	
К-2	15,1	15	15	226,5	337,1	14.88		
К-3	9,8	10	10	98	101,8	9.87	11.24	
К-4	10	10	10	100	132,8	12.62		
Ц2-1	Ø14,8		30	171,95	196,9	13.74	15.51	
Ц2-2	Ø14,8		30	171,95	247,6	17.28		
ПД2-1	15,1	15	15	226,5	295,7	13.06	13.06	
<u>Возраст 14 суток</u>								
К-5	15,2	15	15	228	388,2	17.03	17.90	
К-6	15,3	15	15	229,5	430,7	18.77		
К-7	9,9	10	10	99	168,3	16.15	15.46	
К-8	10	10	10	100	155,4	14.76		
Ц2-3	Ø14,8		30	171,95	234,8	16.39	16.03	
Ц2-4	Ø14,8		30	171,95	224,5	15.67		
ПД2-2	15,1	15	60	226,5	332,4	14.68	14.68	
<u>Возраст 28 суток</u>								
К-9	15	15	15	225	458,5	20.38	19.08	
К-10	15,03	15	15	225,45	401,1	17.79		
К-11	9,9	10	10	99	241,7	23.19	20.65	
К-12	9,9	10	10	99	188,7	18.11		
Ц2-5	Ø14,9		31	174,27	277,9	19.13	18.55	
Ц2-6	Ø14,8		31	171,95	257,5	17.97		
ПД2-3	15,1	15	60	226,5	358,6	15.83	16.70	
ПД2-4	15,1	15	60	226,5	397,7	17.56		
<u>Возраст 60 суток</u>								
К-13	15,03	15	15	225,45	466,1	20.67	20.54	
К-14	14,9	15	15	223,5	455,9	20.40		
К-15	10	10	10	100	220,4	20.94	21.37	
К-16	10	10	10	100	229,5	21.80		
Ц2-7	Ø14,8		31	171,95	293,5	20.48	20.23	
Ц2-8	Ø14,8		31	171,95	286,2	19.97		
ПД2-5	15,1	15	60	226,5	375,5	16.58	16.58	

Коэффициент призмной прочности в возрасте 28 суток 0,87, а цилиндрической 0,97.

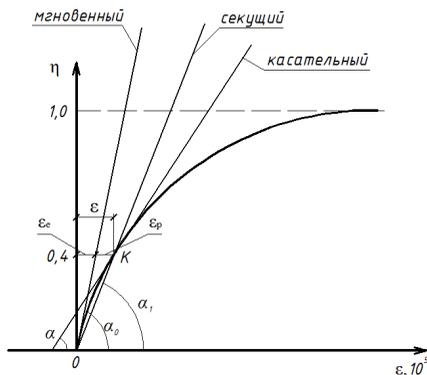


Рис. 1. Модули упругости

Проведенные исследования позволили описать кинетику роста керамзитобетона во времени в виде гиперболической зависимости:

$$f_{cl}^t = f_{cl}^{28} \frac{t}{0,85t + 4,2} \quad (1)$$

где: t - возраст бетона в сутках;

f_{cl}^t - прочность бетона в возрасте t суток;

f_{cl}^{28} - прочность бетона в возрасте 28 суток.

Зависимость, секущий модуль продольных деформаций - напряжение или уровень напряжений ($E_{cl} - \sigma$), ($E_{cl} - \eta$) при кратковременном центральном сжатии бетонных призм до разрушения с постоянной скоростью роста напряжений с большой достоверностью описывается линейной опытно-корреляционной зависимостью (2), а непосредственно вытекающая из нее зависимость «напряжение - деформация» корреляционной зависимостью (3) гиперболического вида:

$$E_{cl(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{cl(\sigma)}} = E_{cl(\sigma=0)} \cdot [1 - \lambda_{cl(\sigma)} \cdot \eta], \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cl(\sigma)} = \frac{\sigma}{E_{cl(\sigma)}} = \frac{\sigma}{E_{cl(\sigma=0)} \cdot \left[1 - \lambda_{cl(\sigma)} \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right]}, \quad (3)$$

где η - уровень напряжений;

$E_{cl(\sigma=0)}$ - мгновенный модуль упругости бетона (секущий модуль деформаций при $\sigma=0$),

$\lambda_{cl(\sigma)}$ - предельное значение коэффициента пластичности бетона при $\sigma = f_c$.

Проведенная статистическая обработка результатов испытаний бетонных призм показала, что линейные корреляционные зависимости «секущие модули деформаций-напряжения или уровень напряжений» имеют место и для поперечных и сдвиговых деформаций:

$$E_{ld(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{ld(\sigma)}} = E_{ld(\sigma=0)} \cdot \left[1 - \lambda_{ld(\sigma)} \cdot \eta \right], \quad (4)$$

$$\varepsilon_{ld(\sigma)} = \frac{\sigma}{E_{ld(\sigma)}} = \frac{\sigma}{E_{ld(\sigma=0)} \cdot \left[1 - \lambda_{ld(\sigma)} \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right]} \quad (5)$$

$$G_{\sigma} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{G(\sigma)}} = \frac{\sigma}{2 \left[\varepsilon_{cl(\sigma)} + \varepsilon_{ld(\sigma)} \right]} = G_{\sigma=0} \left[1 - \lambda_{G(\sigma)} \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right] \quad (6)$$

$$\varepsilon_{G(\sigma)} = \frac{\sigma}{G_{\sigma}} = \frac{\sigma}{G_{(\sigma=0)} \cdot \left[1 - \lambda_{G(\sigma)} \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right]} \quad (7)$$

В формулах (5) и (7):

$$\lambda_{ld(\sigma)} = \frac{E_{ld(\sigma=0)} - E_{ld(\sigma=f_c)}}{E_{ld(\sigma=0)}} \quad (8)$$

$$\varepsilon_{G(\sigma)} = 2 \left[\varepsilon_{cl(\sigma)} - \varepsilon_{ld(\sigma)} \right] \quad (9)$$

Касательный модуль продольных деформаций определяется в зависимости от секущего модуля продольных деформаций

$$E_{cl(\sigma)} = E'_{cl(\sigma)} \cdot \nu = \frac{(E'_{cl(\sigma)})^2}{E'_{cl(\sigma=0)}} \quad (10)$$

где $\nu = \frac{E'_{cl(\sigma)}}{E'_{cl(\sigma=0)}}$ – коэффициент упругости бетона

В соответствии с ТКП EN 1992-1-1-2009 значения секущего модуля E для легкого бетона могут быть получены умножением соответствующих значений для бетона с обычной плотностью на следующий коэффициент:

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2$$

Расхождение полученных результатов с нормативными составило не более 4%.

Численные значения параметров линейных корреляционных зависимостей (2), (4), (6) устанавливаются статистическими методами линейной корреляции.

Величиной, выражающей прямолинейную зависимость между двумя свойствами, является коэффициентом корреляции. Чем ближе коэффициент корреляции к единице, тем больше связь между изучаемыми свойствами.

Коэффициент корреляции r вычисляют по формуле:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (X_c \cdot Y_c)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n X_c^2 \cdot Y_c^2}} \quad (11)$$

где $\sum_{i=1}^n (X_c \cdot Y_c)$ – отклонение отдельных вариант V_x, V_y от соответствующих им средних арифметических M_x и M_y ;

n – число наблюдений.

Средняя ошибка коэффициента корреляции определяется по формуле:

$$m_r = \pm \frac{1-r^2}{\sqrt{n}} \quad (12)$$

Достоверность коэффициента корреляции (линейного корреляционного уравнения или связи) оценивается отношением коэффициента корреляции r к его средней ошибке m_r . Если это отношение равно 4 или больше, то коэффициент корреляции считается достоверным, и наличие связи между двумя свойствами доказано, в противном случае - нельзя сделать заключение о достоверности связи между изучаемыми свойствами.

Линейное корреляционное уравнение представлено следующей формулой:

$$Y = M_y + r \cdot \frac{\sigma_x}{\sigma_y} \cdot (X - M_x) \quad (13)$$

где σ_x, σ_y – средние квадратические отклонения.

Статистика линейных корреляционных зависимостей по усредненным показателям для всех серий испытанных призм показала, что достоверность линейности корреляционных зависимостей довольно высока (коэффициент корреляции r_x близок к единице, а его достоверность r/m_r значительно больше четырех).

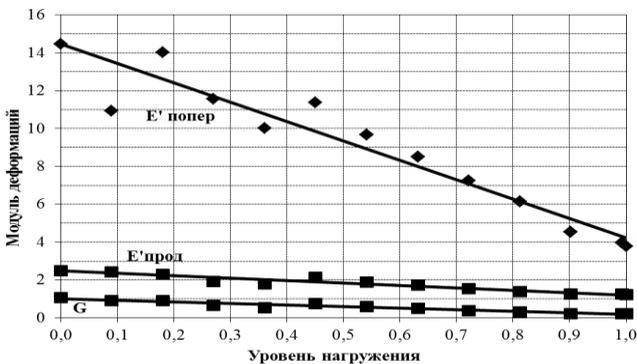


Рис. 2. Опытные и теоретические зависимости «Секущий модуль деформаций – уровень нагружения» для образцов из бетона класса LC 16/18.

Таблица 3.2.

Характеристика керамзитобетона испытанных образцов
и статистика их линейных корреляционных зависимостей
для класса LC 16/18

Класс бето- на	Воз- раст, сут	$f_{c, cube}^G$, МПа	f_{ck} , МПа	f_{cr}^v		f_{cr}^0		Зависи- мость	Уравнение, МПа	r	r/m _r
				η	МПа	η	МПа				
16/18	7	16,04	13,11	0,857	11,24	0,538	7,06	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,795(1-0,302\eta) \cdot 10^4$	-0,988	147,5
								$E_{ld(\sigma)-\eta}$	$17,580(1-0,957\eta) \cdot 10^4$	-0,792	7,36
								$G_c-\eta$	$0,808(1-0,446\eta) \cdot 10^4$	-0,976	70,18
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,795(1-0,302\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,988	147,5
	14	18,1	14,68	0,812	11,92	0,531	7,8	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$2,4884(1-0,514\eta) \cdot 10^4$	-0,952	42,16
								$E_{ld(\sigma)-\eta}$	$14,474(1-0,705\eta) \cdot 10^4$	-0,948	37,71
								$G_c-\eta$	$1,066(1-0,558\eta) \cdot 10^4$	-0,960	50,77
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$2,488(1-0,514\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,952	42,16
	28	20,56	16,21	0,776	12,58	0,505	8,18	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,687(1-0,227\eta) \cdot 10^4$	-0,940	43,77
								$E_{ld(\sigma)-\eta}$	$16,224(1-0,811\eta) \cdot 10^4$	-0,936	60,2
								$G_c-\eta$	$0,843(1-0,421\eta) \cdot 10^4$	-0,987	162,3
								$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,687(1-0,227\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,940	43,77
60	21,47	17,56	0,755	13,25	0,459	8,06	$E'_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,749(1-0,246\eta) \cdot 10^4$	-0,946	39,11	
							$E_{ld(\sigma)-\eta}$	$13,264(1-0,72\eta) \cdot 10^4$	-0,848	13,15	
							$G_c-\eta$	$1,205(1-0,386\eta) \cdot 10^4$	-0,975	84,26	
							$E_{cl(\sigma)-\eta}$	$1,749(1-0,246\eta)^2 \cdot 10^4$	-0,946	39,11	

По пиковой точке диаграммы $\varepsilon^v-\eta$ находился верхний предел микротрещинообразования бетона – f_{cr}^v .

Важной характеристикой для бетонных и железобетонных изделий являются пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования бетона, позволяющие правильно назначать для конструкции эксплуатационные нагрузки. Верхний предел микротрещинообразования f_{cr}^v находился графическим методом по усредненным экспериментальным данным для двух призм путем построения зависимости «уровень нагружения - объемная деформация», объемная деформация при этом определялась по формуле:

$$\varepsilon^V = \varepsilon_{c(\sigma)} - 2\varepsilon_{v(\sigma)}. \quad (14)$$

На пиковой точке $\varepsilon^V - \eta$ находился верхний предел микротрещинообразования бетона - f_{cr}^V . На рис. 3 показан пример нахождения f_{cr}^V для керамзитобетона класса 16/18 в возрасте 60 суток.

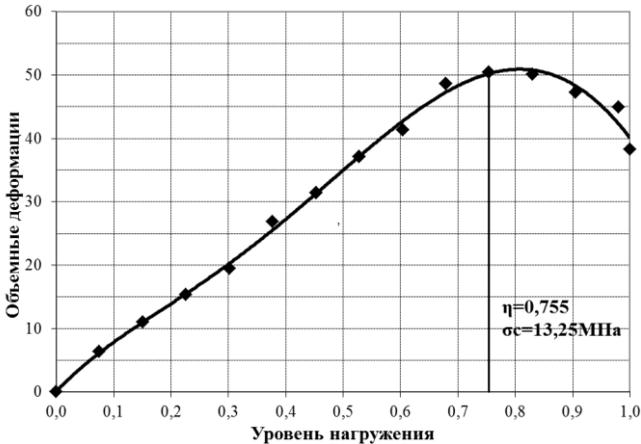


Рис. 3. Корреляционные зависимости «уровень нагружения-объемные деформации» для образцов из бетона класса 16/18 в возрасте 60 суток

Определение нижнего предела микротрещинообразования f_{cr}^0 также производилось графическим методом по экспериментальным данным. Сначала по опытным данным была построена зависимость «уровень нагружения η - коэффициент Пуассона ν », при этом коэффициент Пуассона определялся как отношение поперечных относительных деформаций к продольным или как отношение продольного модуля деформаций к поперечному для каждой ступени нагружения (рис. 4).

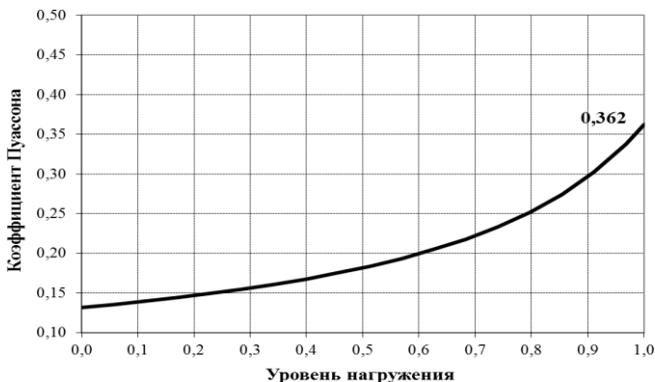


Рис. 4. Корреляционные зависимости «уровень нагружения-коэффициент Пуассона» для образцов из бетона класса LC 16/18 в возрасте 60 суток

По корреляционным кривым зависимостей « $\frac{dv}{d\eta} - \eta$ » и « $\frac{d^2v}{d\eta^2} - \eta$ »

были определены соответственно верхняя $\eta_{\text{срс}}^v$ и нижняя $\eta_{\text{срс}}^0$

границы образования и развития продольных микротрещин отрыва при кратковременном сжатии бетона (рисунки 5, 6).

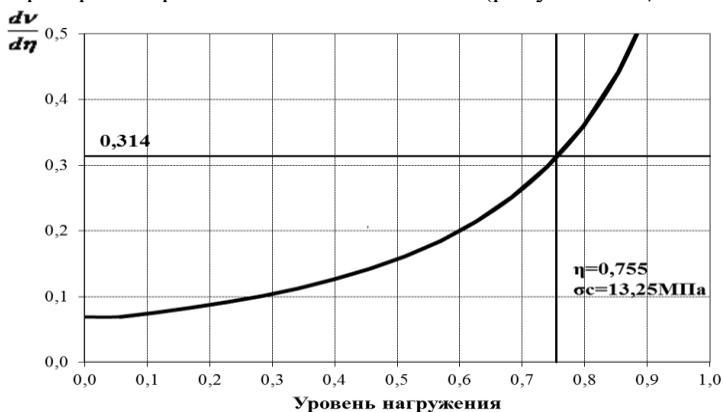


Рис. 5. Корреляционные зависимости первая производная для образцов из бетона класса LC 16/18 в возрасте 60 суток

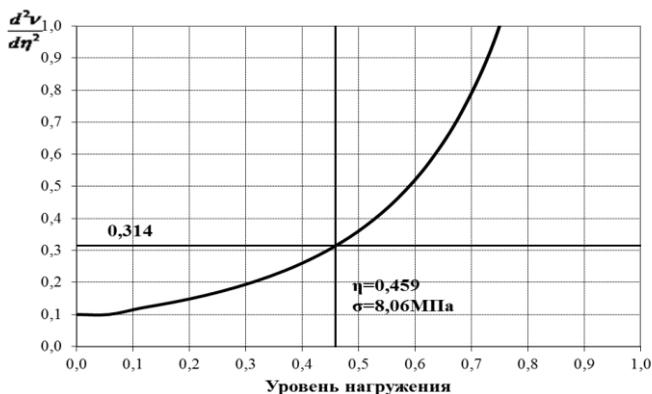


Рис. 6. Корреляционные зависимости вторая производная для образцов из бетона класса 16/18 в возрасте 60 суток

Заключение. На основе экспериментальных данных получена зависимость, описывающая кинетику роста прочности керамзитобетона во времени в виде гиперболической зависимости, позволяющей прогнозировать прочностные характеристики возводимых конструкций зданий и сооружений. В этой связи для образцов из керамзитобетона класса 9/10...30/33 были определены следующие характеристики: кубиковая, призмная и цилиндрическая прочности, коэффициенты призмной и цилиндрической прочности, модули продольных и поперечных деформаций, коэффициент упругости, касательный модуль и модуль сдвига, объемные деформации, коэффициент Пуассона, пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования. Полученные данные можно использовать при прогнозировании работы керамзитобетонных конструкций, зданий и сооружений, работающих в условиях как элементарного, так и сложного деформирования.

РАЗДЕЛ III. ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**ИННОВАЦИОННАЯ ПОДГОТОВКА
ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ НА ОСНОВЕ ЕВРОПЕЙСКИХ
СТАНДАРТОВ (ЕВРОКОДОВ)**

(г. Минск, БНТУ – 30.05.2017)

УДК 624.04

**НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ПОИСКА РАВНОНАПРЯЖЕННЫХ
И ОПТИМАЛЬНЫХ СИСТЕМ**

БОРИСЕВИЧ А. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Постановки задач оптимизации объектов строительства и поиски методов их решения непосредственно связаны с историей развития методов расчета строительных конструкций и систем. Наряду с необходимостью решения задач проверочного расчета конструкций, в которых идеи оптимального проектирования присутствуют неявно, находятся на втором плане, естественно проявлялся интерес к направленному поиску конструкций, обладающих необходимой прочностью, но имеющих минимальную массу, конструкций и систем минимальной стоимости, систем с ограниченными в заданных интервалах физическими характеристиками и т. д.

История развития методов поиска оптимальных конструкций, как свидетельствуют литературные источники, связана с поисками равнопрочных конструкций.

В 1638 г. в книге Г. Галилея было опубликовано решение задачи о балке равного сопротивления. Позже исследованиями формы балок равного сопротивления с помощью дифференциального исчисления занимались швейцарские ученые – представители семьи Бернулли. В 1733 г. Д. Бернулли положил начало решению задачи

проектирования однопролетной балки равного сопротивления с учетом собственного веса. Эти исследования продолжил английский физик Т. Юнг и результаты опубликовал в 1807 г. в двухтомном труде «Курс лекций по натуральной философии и механическому искусству». (Здесь же им была введена числовая характеристика упругости, известная как модуль Юнга).

В 1833 г. А. Мореном были выполнены первые исследования ферм равного сопротивления. Впоследствии теоремы о фермах равного сопротивления были сформулированы М. Леви (1873 г.), Д. Максвеллом (1890 г.) и Д. Мичеллом (1904 г.).

В 1855 г. французский ученый в области механики Б. Сен-Венан решил задачу о равнопрочности призматических брусьев, работающих на изгиб с кручением.

Интерес к задачам о равнонапряженных конструкциях способствовал развитию методов поиска их. На идее равнопрочности основных элементов конструкций Пиппардом в 1922 г. был предложен метод проектирования статически неопределимых систем, а в 1933 г. И.М. Рабиновичем метод заданных напряжений.

Исходя из условий реального проектирования, во многих случаях под равнонапряженностью понимается равенство напряжений в некоторых точках расчетных сечений элементов системы. Такое определение существенно расширяет класс равнонапряженных систем.

В дальнейших исследованиях понятие о лучшей, рациональной системе связывается не только с критерием равнонапряженности, но и с критериями равноустойчивости элементов системы, равенства перемещений узлов системы, условием постоянства удельной энергии упругой деформации системы (З. Васютинский, 1960 г.) и другими эвристическими критериями.

Появились предложения о предпочтительном распределении толщин упругих симметричных оболочечных конструкций из условий равенства напряжений в отдельных точках (Бех Л.П., Елин В.Д., Ганоева М.С., Косолапова Л.А., Малков В.П. и др.). Иные постановки и решения задач о поиске рациональных оболочек содержатся в работах Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С., Юрьев А.Г., Мартыненко М.Д., Ширко И.В., Хуберяна К.М. и др.

Методики оптимизации, естественно, базируются на существующих методах расчета систем.

Решаются задачи проектирования круглой пластинки, в каждой точке поверхности которой выполняется условие Мизеса (Григорьев А.С.).

В качестве условия оптимальности упругой пластинки Муштары Х.М. (1964, 1967 гг.) принимает равенство максимальных значений кривизн пластинок переменной и постоянной толщин и для частных случаев нагружения получает выражения жесткости прямоугольной и круглой пластинок переменной толщины.

К 70-м годам прошлого столетия наблюдается повышенное внимание исследователей к проблемам оптимизации конструкций во многих странах: Австралии, Бельгии, Великобритании, Германии, Дании, Индии, Италии, Канаде, Норвегии, Польше, СССР, США, Японии и др.

Первоначально основные усилия ученых были направлены на применение к оптимизации конструкций различных математических методов: линейного и нелинейного программирования, теории оптимального управления, теории игр, теории графов, динамического программирования, геометрического программирования, методов случайного поиска. Опыт решения практических задач показал необходимость разработки новых эффективных методов, учитывающих реальные особенности областей допустимых решений.

В развитие теории оптимального проектирования существенный вклад внесли ученые Н.В. Баничук, В.П. Валуйских, А.И. Виноградов, Е.Н. Герасимов, В.Н. Гордеев, В.А. Комаров, Л.И. Коршун, И.Б. Лазарев, В.П. Малков, Д.А. Мацюлявичюс, И. И. Овчинников, Ю.А. Радциг, Ю.М. Почтман, В.В. Трофимович, А.П. Чижас, А.А. Чирас, а также Я. Арора, Л. Берке, М. Бхатти, Г. Вандерплаац, З. Васютински, У. Кирш, Н.С. Кот, Р. Нельсон, В. Прагер, В. Разани, Г. Реклейгис, Д. Рожваны, К. Свенберг, К. Флери, Р. Фокс, Э. Хог, Н. Хот, Л. Шмит и другие.

Приведенный краткий обзор, разумеется, не является исчерпывающим и ограничивается, в основном, рассмотрением работ, известных автору из научной литературы, имеющейся в библиотеках Беларуси и России. Однако и он позволяет представить сложный путь развития методов поиска оптимальных конструкций.

Стремление проектировщиков к получению равнонапряженных систем является вполне естественным. С практической точки зрения равнонапряженными называют такие системы, у которых

нормальные напряжения в расчетных сечениях стержней равны. Алгоритм решения таких задач для статически неопределимых систем не простой.

Задачи о получении равнонапряженных систем наиболее характерны для ферм, хотя могут рассматриваться и другие, не обязательно стержневые. Изложенный в одном из известных источников способ поиска расчетных схем ферм с заданными напряжениями имеет существенные погрешности.

Для статически неопределимой фермы с одной неизвестной можно организовать вычислительный процесс по расчету ее на заданную нагрузку таким образом, что в одном из ее стержней напряжение будет равно заранее заданному значению (в разумных пределах). Операция эта основана на классических методах строительной механики. При заданных жесткостях всех остальных стержней жесткость стержня с заданным напряжением будет изменена. Зафиксировав значение жесткости в этом стержне, далее следует перейти к расчету, позволяющему найти такие жесткости стержней системы, при которых в другом стержне напряжения будут равны требуемому значению. Однако надо иметь в виду, что поскольку жесткости стержней по отношению к предыдущему соотношению их изменяются, то и полученные ранее напряжения в них тоже изменятся.

Рассмотрим следующий тестовый пример. Для показанной на рис. 1 расчетной схемы принята следующая исходная информация: $E = 200\,000$ МПа, $R = 200$ МПа, вектор нагрузки $F^1 = [10; -20; 0; 0]^T$.

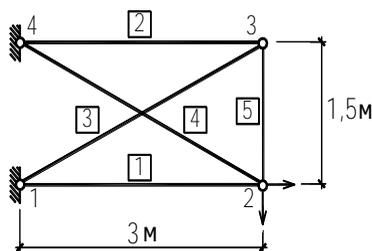


Рис. 1. Расчетная схема

Ограничиваясь только условиями прочности и не учитывая в расчете коэффициентов продольного изгиба, условий работы и др., найдем, что вектор площадей сечений стержней в состоянии близком к равнонапряженному будет следующим:

$$[0.000145569, 4.98083 \cdot 10^{-6}, 6.9873 \cdot 10^{-6}, \\ 0.000218038, 2.49042 \cdot 10^{-6}]^T, \text{ м}^2,$$

а соответствующие ему нормальные напряжения в стержнях фермы будут равны:

$$[-199245, 200000, -159396, 200000, 200000]^T, \text{ кН/м}^2.$$

Увеличив точность вычислений, напряжение и в первом стержне можно довести до расчетного значения. Попытки улучшить полученный результат окажутся безуспешными. Объем материала на изготовление стержней составит $12.1014 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$.

Заметим, что в полученном решении перемещение узла 2 по вертикали равно $-0,0134773 \text{ м}$. Пропорционально увеличивая жесткости стержней, уменьшим напряжения в них и перемещение узла 2 до необходимого значения.

Приведенный пример расчета надо рассматривать как демонстрационный. Учет в вычислительном процессе коэффициентов условий работы и др. совершенно не изменяет базовый алгоритм расчета. Осуществить поиск систем, близких к равнонапряженным, можно и для более сложных систем, систем многократно статически неопределимых.

В задачах оптимизации имеется возможность учета множества разнообразных ограничений, накладываемых на систему. Рассмотрим далее возможный численно-аналитический способ решения задачи оптимизации той же расчетной схемы фермы.

Принимая жесткости стержней 1–2 и 3–4 равными EA_1 , а остальных – EA_2 , найдем выражение для определения перемещения узла 2 по вертикали:

$$Z_2^{BEPT} = 174,883/EA_2 - (-1.18287 \cdot 10^{17} EA_1 - 8.19862 \cdot 10^{16} EA_2) / \\ (1.33003 \cdot 10^{15} EA_{12} + 9.10957 \cdot 10^{14} EA_1 EA_2 + 1. EA_{22}).$$

Контурный график (график равных высот) перемещения Z_2^{BEPT} показан на рис. 2.

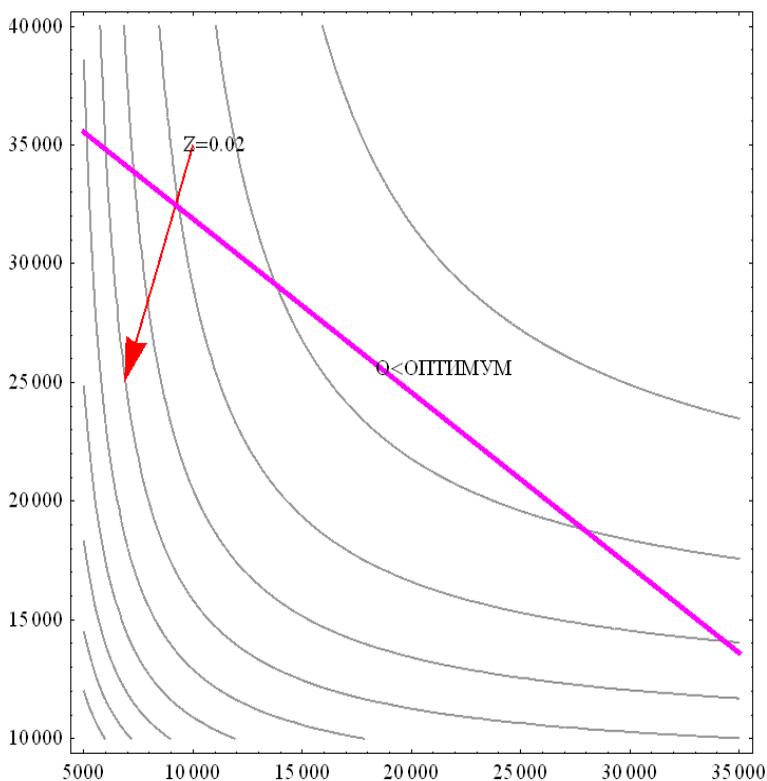


Рис. 2. График равных высот

Предположим, что перемещение узла, равное $Z_2^{BEPT} = 0,02\text{ м}$ (на рис. 2 соответствующая кривая отмечена), будет в этой задаче активным. Для активного ограничения Z_2^{BEPT} функциональная зависимость между жесткостями EA_1 и EA_2 описывается линией пересечения поверхности $Z_2^{BEPT} = f(EA_1, EA_2)$ и плоскости $Z_2^{BEPT} = 0,02\text{ м}$ (рис. 3).

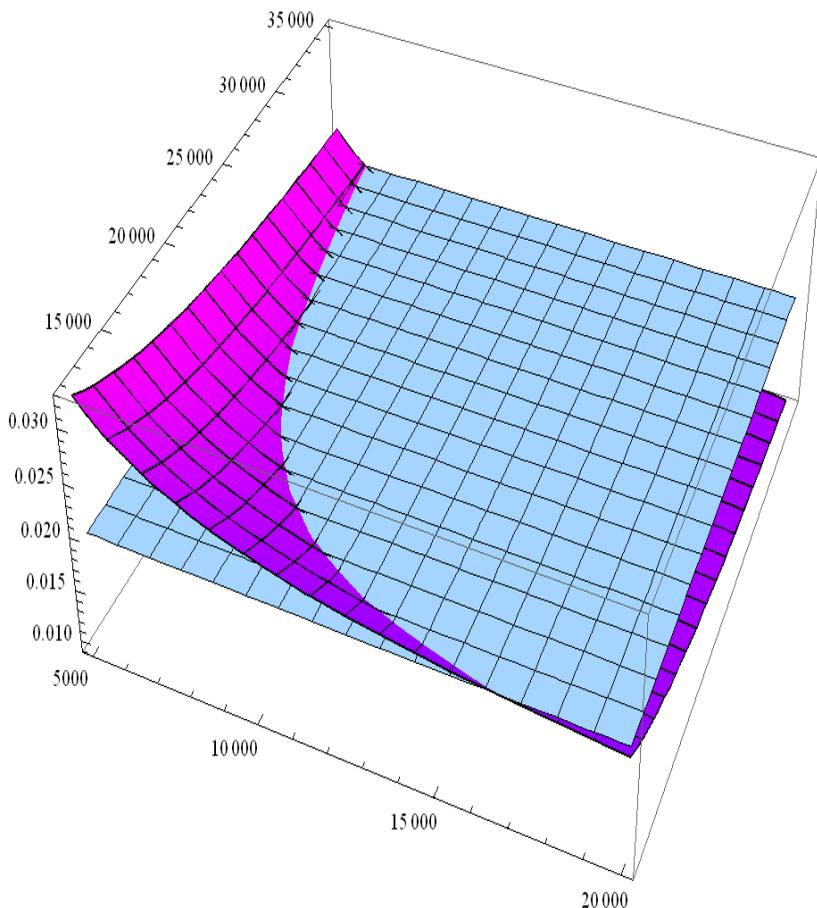


Рис. 3. Функциональная зависимость между жесткостями

Для определения оптимальных значений жесткостей элементов (оптимальных значений площадей сечений, если материал для всех стержней один и тот же), в соответствии с физическим смыслом задачи оптимизации, можно записать систему из двух уравнений. Одним из них фиксируется максимальное перемещение Z_2^{BEPT} узла, предполагая, что это ограничение в оптимальном проекте наиболее активно. Второе уравнение – это уравнение прямой, соответствующей градиенту целевой функции $V = 6 \cdot A_1 + 8,2082 \cdot A_2$ (в этом примере

$$k_1 = dEA_2 / dEA_1 = -0.73098,$$

следовательно $k_2 = -1 / k_1 = 1.36803$). Решив систему, получим: $EA_1 = 10864$ кН, $EA_2 = 14863$ кН. Площади сечений равны: $A_1 = 5,432 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2$, $A_2 = 7,4315 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2$. Однако максимальное напряжение в некоторых стержнях фермы при этих площадях превышает расчетное.

Можно утверждать, что для систем с унифицированными (по площади сечений) стержнями такие особенности будут наблюдаться часто. При заданных малых значениях перемещений узлов (эти ограничения являются активными) показанный способ расчета, ориентированный на учет только ограничений по перемещениям, будет приводить к невыполнению условий прочности.

Если отслеживать ограничения по прочности, то надо иметь в виду следующее. Рассматриваемая расчетная схема фермы, при условии разделения жесткостей сечений стержней на две группы, имеет особенность: при одном и том же соотношении жесткостей усилия в системе остаются неизменными. Контурный график функции N_4 показан на рис. 4. Усилие N_4 изменяется в интервале $23,5 < N_4 < 27,8$ (с точностью до 0,1). Подтверждением этому является график изменения напряжения в 4-м, наиболее напряженном стержне (рис. 5). На этом графике значения EA_1 изменяются в интервале $[5000 \dots 20\ 000]$, $EA_2 - [12\ 000 \dots 25\ 000]$. Горизонтальная плоскость соответствует напряжению $\sigma_{2-4} = 2 \cdot 10^5$ кН/м².

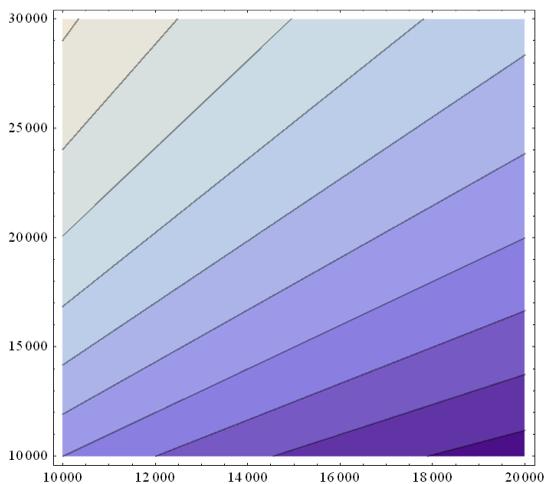


Рис. 4. Контурный график функции N_4

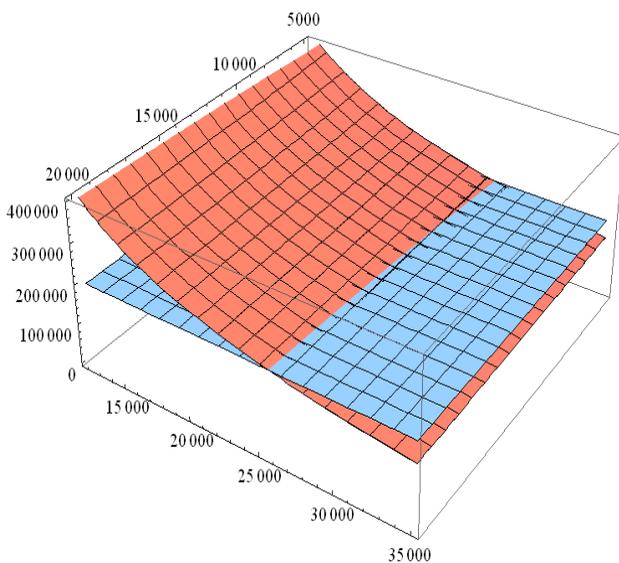


Рис. 5. График изменения напряжения в 4-м стержне

Принимая $dA_2 / dA_1 = 1,36803$ (угловой коэффициент прямой, соответствующий градиенту целевой функции) и напряжение в 4-м

стержне равным расчетному сопротивлению $R = 2 \cdot 10^5 \text{ кН/м}^2$, получим из решения системы уравнений значения жесткостей стержней: $EA_1 = 18\,683 \text{ кН}$, $EA_2 = 25\,559 \text{ кН}$.

Соответствующие площади сечений равны: $A_1 = 9,3415 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2$, $A_2 = 12,7795 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2$. Объем материала $V = 16,0946 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$. При этих значениях перемещение узла 4 по вертикали равно $0,012855 \text{ м}$. Напряжения в стержнях будут равны или меньше расчетных значений.

Рассмотрим особенности поиска оптимального проекта рассматриваемой системы в случае трех переменных. В первую группу включим стержни 1–2 и –4, во вторую – стержни 1–3 и 2–4, в третью – стержень 2–4. Направляющим вектором гиперплоскости, которой в рассматриваемом примере является плоскость, порождаемая функцией цели, является вектор $\vec{V} = [6,0; 6,7082; 1,5]^T$. Найдя выражения для определения перемещений узлов и усилий в стержнях, перейдем к определению оптимальных параметров исследуемой системы. Если ограничение на прочность по одному из стержней, например стержню 4, будет активным, то из решения системы трех уравнений (два других определяют направления градиента (или антиградиента) целевой функции) найдем площади сечений стержней и соответствующие им жесткости:

$$A_1 = 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2, A_2 = 1,3416 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2, A_3 = 0,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2, \\ EA_1 = 24000 \text{ кН}, EA_2 = 26832 \text{ кН}, EA_3 = 6000 \text{ кН}.$$

Объем материала $V = 16,6497 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$.

Напряжение в стержне 4 равно $\sigma_{2-4} = 200 \text{ МПа}$, перемещение узла 2 по вертикали $Z_2^{BEPT} = 1,1 \cdot 10^{-2} \text{ м}$.

Если активным будет ограничение на перемещение узла 2 ($Z_2^{BEPT} = 0,02 \text{ м}$), то из решения системы трех уравнений получим

$$A_1 = 0,66 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2, A_2 = 0,7379 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2, A_3 = 0,165 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2, \\ EA_1 = 13\,200 \text{ кН}, EA_2 = 14\,758 \text{ кН}, EA_3 = 3\,300 \text{ кН}.$$

Однако напряжения в стержнях окажутся значительно больше расчетных значений.

КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ СТРУКТУРООБРАЗОВАНИЯ И СВОЙСТВ ЦЕМЕНТНЫХ КОМПОЗИЦИЙ

ЮХНЕВСКИЙ П. И., ГОВОРУШКО М. С., ПИРОЖКИН О. Е.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

На данном этапе развития строительного материаловедения является актуальным вопрос разработки технологий и способов придания бетону заданных свойств, сокращения времени и объема экспериментальных работ, получения необходимых результатов с требуемой достоверностью. Разрабатываемые в последние годы новые виды цементных вяжущих с добавками наполнителями требуют быстрого оценивания свойств материалов. Кроме того, современный уровень развития строительных технологий обуславливает необходимость представления физико-механических свойств композиционных материалов в виде математических зависимостей от их внутреннего строения и с учетом внешних факторов, действующих в заданных условиях эксплуатации конструкций.

Наряду с экспериментальными исследованиями в области технологии бетонов, важнейшим инструментом оптимизации является математическое компьютерное моделирование, когда вещество рассматривается как совокупность твердых частиц, моделируется с учетом влияния внутренней структуры материала на изучаемые процессы. Задача подбора соотношений компонентов в композите, влияющих на структуру, ключевые свойства и эксплуатационные характеристики композита, должна решаться методом математического моделирования и оптимизации [5, 6].

Применение средств вычислительной техники позволяет решать многие задачи современного строительного материаловедения в области математического моделирования, поиска оптимальных составов композитных материалов, построить модели структуры материала в объеме, применить физические законы и спрогнозировать изменение свойств материала в зависимости от внешних

условий, автоматизировать процесс проектирования композита. Компьютерные модели, построенные на основании фактора случайности, позволяют достаточно полно описать структуру композитного материала, учитывая хаотичный характер распределения структурных элементов в объеме материала, что обосновывает подход к их изучению с позиций теории вероятностей и математической статистики.

Преимущество моделирования, когда вещество рассматривается как совокупность твердых частиц, раскрывается при необходимости учета влияния внутренней структуры материала на изучаемые процессы. Эффективность применения математического моделирования определяется возможностью нахождения уравнений, наиболее адекватно описывающих состояние материала и параметров моделирования для конкретной смеси. Наилучший результат гарантируется комбинированием моделирования и экспериментальных методов [3, 4].

Таким образом, используя программы и методы компьютерного моделирования представляется возможным исследовать наиболее эффективный подход к получению цементного бетона оптимальной структуры, проектировать и корректировать различные зерновые составы минеральной части бетона, а также, моделировать внутреннюю структуру композиционных смесей, производить параметрическую оценку степени оптимальности составов.

В этой статье покажем возможности компьютерного проектирования цементных композитов с помощью программного обеспечения под названием Virtual Cement and Concrete Testing Laboratory (VCCTL) версия 9.5, которое позволяет быстрое освоение процесса проектирования строительных композитов при значительном снижении затрат. Программа VCCTL разработана в Национальном институте стандартов и технологий (NIST) США [1, 2] и находится в свободном доступе в интернете по адресу: <https://www.nist.gov/services-resources/software/vcctl-software>. С сайта можно скачать руководство пользователя, где приведены требования к компьютеру, правила установки программы и работы в ней. Модели VCCTL основаны на многолетних исследованиях в Национальном институте стандартов и технологий (NIST) и были дополнительно расширены и улучшены за счет исследований, проведенных консорциумом

NIST/ Industry VCCTL. Образовательная версия VCCTL прошла тестирование в нескольких университетах США.

Программа позволяет создавать 3D-микроструктуры цементной пасты из портландцементного клинкера, сульфата кальция, летучей золы, шлака, известняка и других материалов. Гидратация этих микроструктур может быть смоделирована в соответствии с различными условиями твердения, а полученный в результате затвердевший материал может быть проанализирован на ряд свойств, включая линейные модули упругости, прочность на сжатие, и относительные коэффициенты диффузии. Также могут быть созданы 3D-упаковки мелких и крупных заполнителей в растворных и бетонных смесях.

После входа в программу появляется главная страница, содержащая сверху строку рабочего меню: Home (главное), Lab Materials (лаб. материалы), Mix (смеси), Measurements (измерения), My Operations (операции), My Files (файлы), Logout (выход) (рис. 1). Главная страница содержит особенности различных версий программы и видео уроки работы с программой.

Строка меню сохраняется на всех страницах приложения и позволяет быстро перемещаться из одной вкладки программы в другую. Вкладка «Лабораторные материалы» состоит из пяти подменю и позволяет использовать материалы, хранящиеся в базе VCCTL, или корректировать их характеристики и создавать новые (рис. 2).

Вкладка цементы (Cements) позволяет просмотреть перечень цементов, хранящихся в базе данных и их физико-механические свойства (удельную поверхность, распределение частиц по размерам, объемные доли минералов клинкера, содержание сульфатов). С помощью подпунктов «Cement data» и «Edit or create a cement data file» можно редактировать или создать новый файл данных цемента (цемент 113b – содержит характеристики цемента Белорусского цементного завода, рис.2).



Welcome to VCCTL 9.5

The Virtual Cement and Concrete Testing Laboratory (VCCTL) provides a virtual laboratory environment for testing cement and concrete. With VCCTL, you can create virtual specimens of cement paste, mortar or concrete. You can simulate the hydration of these specimens and measure a diverse set of physical properties.

What's New in Version 9.5

- Calculate pore size distribution changes in hydrating systems.
- View graphs of pore size distribution for hydrated microstructures.

Version 9 Features

Version 9.4

- View movies of hydrating microstructures
- Optionally view images or movies with simulated backscattered electron phase contrast
- Optionally view images with partial depth information

Version 9.3

- Standalone application style for easier installation and maintenance.
- New and more efficient database
- Greatly improved plotting capability for cement hydration results
- More control over mix design of mortar and concrete, including support for mixing aggregate sources
- Ability to **upload**, view, and edit aggregates
- Option to add CSH seeds to binder to accelerate hydration
- Greatly improved handling of isothermal calorimetry input to calibrate hydration kinetics
- Improved values of cement phase elastic moduli

Take a Lab Tour (Requires QuickTime Player)

- ▶ Exploring Cement Materials
- ▶ Importing a New Cement
- ▶ Slags, Fly Ashes, and Fillers
- ▶ Exploring Aggregate Materials
- ▶ Creating a Cement Paste Mix
- ▶ Creating a Mortar Mix
- ▶ Hydrating a Mix
- ▶ Introduction to My Files Page
- ▶ Measuring Cement and Concrete Properties

Рис. 1. Главное окно программы

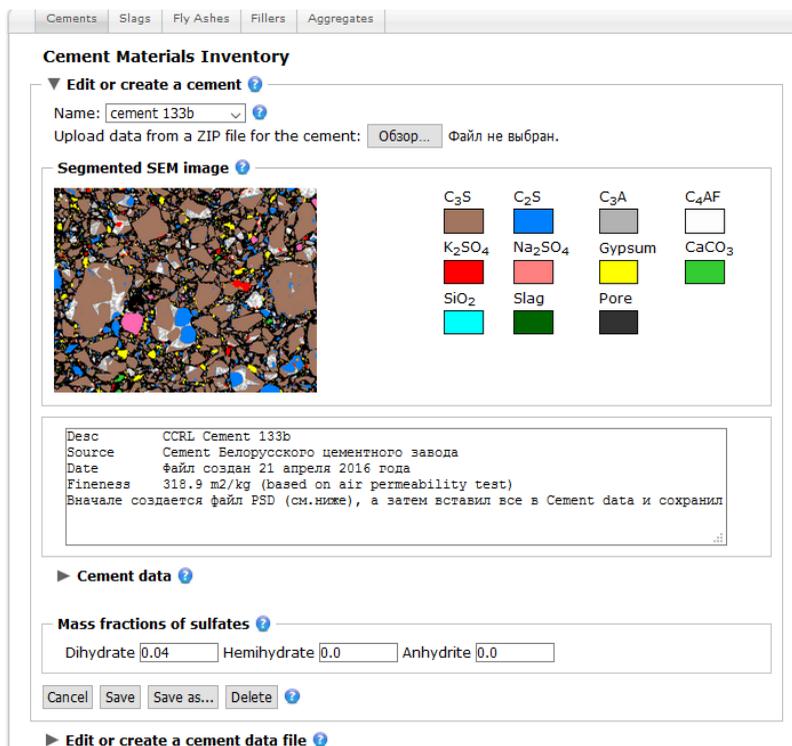


Рис. 2. Лабораторные материалы, подменю – цемент

Пункты подменю «Slags» (шлаки), «Fly Ashes» (зола-унос), «Fillers» (наполнители) и «Aggregates» (заполнители) содержат распределение частиц по размерам, плотность материала и другие характеристики материала (рис. 3). Пункт меню «Mix» (смеси) включает два подменю: Step 1: Prepare mix (создание смеси) цементного теста, строительного раствора или бетона и Step 2: Hydrate my mix (гидратация смеси).

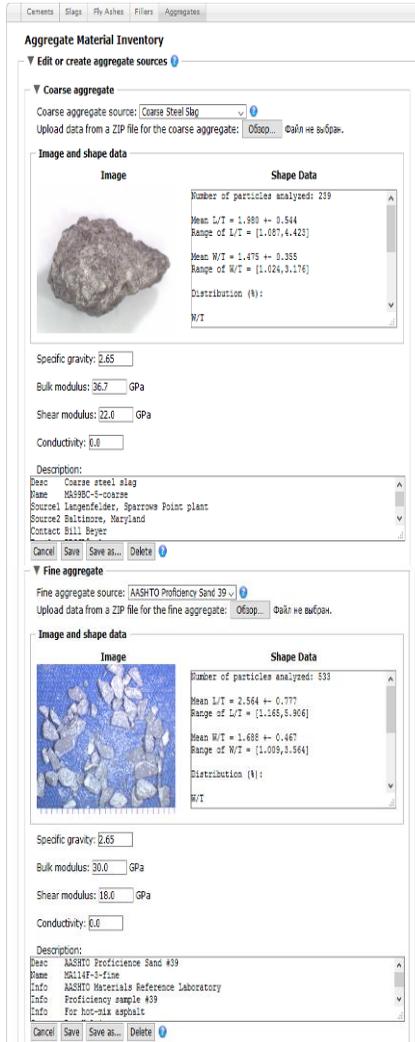


Рис. 3. Лабораторные материалы, подменю – заполнители

Пункт меню «Measurements» (измерения) показывает изменения свойств смеси в виде графиков с течением времени. «My Operations» (мои операции) позволяет просматривать выполнение операций расчетов и «My Files» (мои файлы) – список всех ваших

операций в комплекте со способностью просматривать любой файл в любой операции.

Примеры расчетов. 1. Определим свойства цементного камня на основе портландцемента Белорусского цементного завода ($S_{уд} = 333 \text{ м}^2/\text{кг}$, ПЦ 500-Д20, гипсового камня 4 %), куда добавим 30 % молотого известняка ($S_{уд} = 400 \text{ м}^2/\text{кг}$). Водоцементное отношение смеси В/Ц = 0,45. Результаты расчетов приведены на рис. 4.

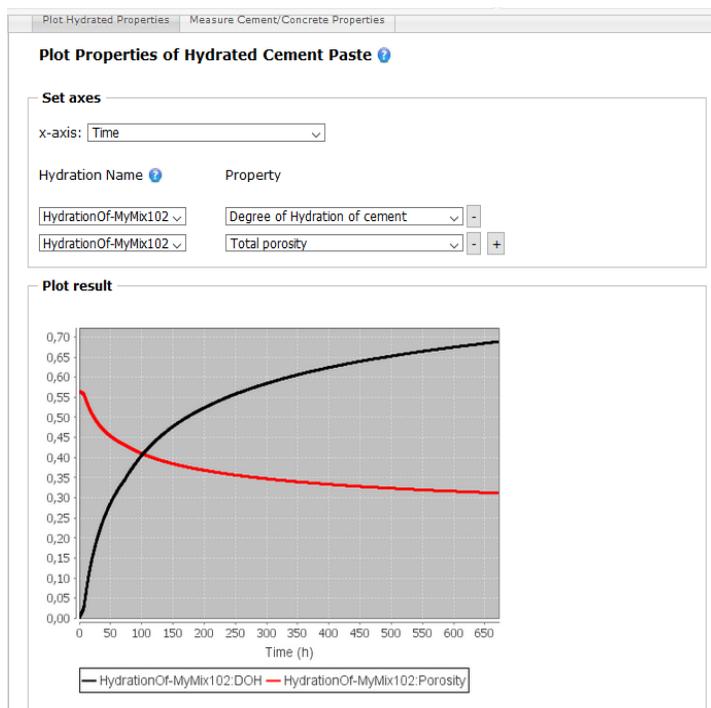


Рис. 4. Изменение степени гидратации и пористости цемента с добавкой молотого известняка во времени

Кроме свойств цементного камня на рис. 4, можно проверить изменение рН, тепловыделения, химической усадки и др. параметров. Модули упругости для цементного камня по данным расчетов в возрасте 28 суток составляют: Юнга $E = 13,83 \text{ ГПа}$, сдвига $G = 5,41 \text{ ГПа}$ и коэффициент Пуассона $\nu = 0,28$.

2. Определим свойства цементного бетона состава: цемента – 350 кг (0,146 м.ч.), песка – 730 кг (0,306 м.ч.), щебня – 1120 кг (0,469 м.ч.) и воды – 190 л (0,079 м.ч.), В/Ц = 0,541, подвижность смеси П1. В базе программы имеются характеристики мелкого заполнителя по американскому стандарту ASTM C-33 и европейскому EN 196-1, крупного заполнителя – по стандарту ASTM 57. Требования к заполнителям близки к требованиям ГОСТ 8736–93 и 8267–93, отличаются только размеры сит и частные остатки. Поэтому скорректируем частные остатки на ситах применительно к песку Заславльского карьера с модулем крупности $M_k = 2,35$, щебню ОАО «Гранит» фракции 5–20 мм и создадим файлы местных материалов. Цемент используем БЦЗ тот же (ПЦ 500-Д20). Выбираем условия твердения над водой, температуру 20 °С, возраст 28 суток и проводим гидратацию. Помимо различных характеристик для цементного теста и камня определяем для возраста 28 суток характеристики бетона: модуль упругости $E_{cm} = 31,48$ МПа, прочность при сжатии $f_c^G \text{ cube} = 20,1$ МПа, модуль сдвига $G = 12,54$ ГПа, что хорошо согласуется с требованиями СНБ 5.03.01-02: для бетона класса $C^{16}/_{20}$ П1 модуль упругости $E_{cm} = 31$ ГПа.

Программа VCCTL, разработанная в Национальном институте стандартов и технологий (NIST) США и находящаяся в свободном доступе в сети интернет, позволяет создавать 3D-микроструктуры цементной пасты на основе цементного клинкера, сульфата кальция, золы-уноса, шлака, известняка и других, в том числе материалов производства республики Беларусь. Гидратация этих микроструктур может быть смоделирована в соответствии с различными условиями твердения, а полученный в результате материал может быть проанализирован на ряд свойств, включая линейные модули упругости, прочность на сжатие, относительные коэффициенты диффузии. Программа позволяет также создавать 3D-упаковки мелкого и крупного заполнителя, исследовать свойства различных составов строительных растворов и бетонов, что сокращает затраты времени и материальные для проведения экспериментов.

Программа может использоваться для прогнозирования свойств бетонов, например, в связи с введением в действие в Республике Беларусь новой редакции СТБ EN 206, согласно которому за показатели качества бетона, в частности морозостойкость, отвечает

производитель бетона. Кроме того, программа может использоваться в качестве обучающей в процессе подготовки студентов строительных специальностей.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Edward J. Garboczi, Dale P. Bentz, Kenneth A. Snyder, Nicos S. Martys, Paul E. Stutzman, Chiara F. Ferraris, and Jeffrey W. Bullard / An electronic monograph: MODELING AND MEASURING THE STRUCTURE AND PROPERTIES OF CEMENT-BASED MATERIALS. Электронный ресурс: доступно по адресу: <http://ciks.cbt.nist.gov/monograph>.

2. Bullard, J.W. The Virtual Cement and Concrete Testing Laboratory Consortium / J.W. Bullard // Annual Report. 2003. – pp.1–39.

3. Raabe, D. Computational Materials Science. The Simulation of Materials Microstructures and Properties. /D. Raabe //Weinheim. NY: Wiley. 1998. – 380 p.

4. Пальцер, У. Компьютерное моделирование в производстве бетонных изделий / У. Пальцер, Й.Г. Швабе // Бетон и железобетон. 2010. – С. 20– 22.

5. Устич, А.А. Применение компьютерного моделирования при конструировании строительных композитов / А.А. Устич, В.М. Ремизова // Мат-лы III Международной студенческой конференции «Образование, наука, производство». – БГТУ им. В. Г. Шухова, 2006.

6. Харитонов, А.М. Структурно-имитационное моделирование в исследованиях свойств цементных композитов: автореф. дис. на соискание ученой степени доктора тех. наук (05.23.05 – Строительные материалы и изделия) / А.М. Харитонов; науч. консультант П.Г. Комохов. – Санкт-Петербург, 2009. – 38 с.

**РАЗДЕЛ IV. ЭКОНОМИКА
И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**ИННОВАЦИОННАЯ ПОДГОТОВКА
ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ НА ОСНОВЕ ЕВРОПЕЙСКИХ
СТАНДАРТОВ (ЕВРОКОДОВ)**

(г. Минск, БНТУ – 30.05.2017)

УДК 65:014.1

СТРУКТУРА СМЕТНОЙ НОРМАТИВНОЙ БАЗЫ

БРУДЕР И. К., БРУДЕР Д. Л., ПИКУС Д. М., МИНЕЕВ Р. А.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Определение сметной стоимости строительства объектов производится на основании сметной нормативной базы, соответствующей современным условиям строительного производства, технологиям производства работ с учетом территориальных и отраслевых особенностей.

Нормативы расхода ресурсов общереспубликанской базы сформированы в сборники по видам работ, конструкций и оборудования. Сборники нормативов расхода ресурсов по видам работ и конструкций содержат техническую часть и таблицы с нормативами расхода ресурсов. Нормативы расхода ресурсов предусматривают усредненные условия и методы производства работ, учитывают весь комплекс строительных процессов, необходимых для выполнения работ.

В технических частях сборников нормативов приведены общие указания, правила определения объемов работ, коэффициенты, учитывающие условия производства работ, отличные от принятых в нормативах расхода ресурсов.

В состав нормативов расхода ресурсов в натуральном выражении входят следующие сборники:

– 42 сборника нормативов расхода ресурсов на строительные конструкции и работы;

– 38 сборников нормативов расхода ресурсов на монтаж оборудования;

– 20 сборников нормативов расхода ресурсов на ремонтные работы;

– 16 сборников нормативов расхода ресурсов на реставрационно-восстановительные работы;

– 9 сборников нормативов расхода ресурсов на пусконаладочные работы.

Нормативы расхода ресурсов сформированы в таблицы, в которых содержится состав работ (второстепенные операции не упоминаются, но нормами учтены) и показатели нормативов расхода ресурсов, установленные на соответствующий измеритель конструкции или работ:

– средний разряд рабочих;

– затраты труда рабочих в человеко-часах;

– затраты труда машинистов в машино-часах;

– нормы расхода материалов, изделий и конструкций в натуральном выражении;

– нормы расхода материалов и изделий, принимаемые по проектным данным, код которых обозначен меткой «П».

Таблицы нормативов расхода ресурсов на монтаж оборудования содержат справочную информацию о массе оборудования.

Таблицы нормативов расхода ресурсов по ремонту объектов содержат справочную информацию о возврате материалов и массе строительных отходов (строительного мусора).

В таблицах, за исключением случаев, оговоренных техническими частями сборников нормативов расхода ресурсов, учтены расходы на разгрузку материалов на приобъектном складе, на горизонтальный и вертикальный транспорт материалов от приобъектного склада до места укладки, монтажа или установки в проектное положение (за исключением норм на реставрационно-восстановительные работы, которыми расходы на эксплуатацию механизмов для вертикального транспорта материалов не предусмотрены).

В таблицах нормативов расхода ресурсов на реставрационно-восстановительные работы нормы эксплуатации машин и механизмов учтены только по отдельным нормативам отдельных сборников.

В таблицах нормативов на разборку (замену) учтены расходы на перемещение материалов от места разборки до приобъектного склада (мест складирования).

Нормы расхода неоднократно используемых (оборачиваемых) материалов и деталей (опалубки, деталей лесов и т. п.) определены с учетом нормативного числа оборотов и норм допустимых потерь после каждого оборота.

Расходы по использованию промышленных многократно-оборачиваемых опалубочных систем, применяемых для возведения монолитных конструкций при строительстве объектов, включаются в сметную документацию в соответствии с порядком определения затрат по использованию промышленных многократно-оборачиваемых опалубочных систем, установленным Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь.

Расход материальных ресурсов соответствует привязке материалов, изделий и конструкций к новым техническим нормативным правовым актам (ГОСТ, СТБ, ТУ) с учетом выпускаемых на предприятиях стройиндустрии и поставляемых на территорию Республики Беларусь для применения при строительстве объектов в временных условиях.

УДК 69.004.183

МЕТОДИЧЕСКИЙ ПОДХОД К ОЦЕНКЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА

ЛОЗОВСКИЙ А. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Проблема ресурсосбережения остается по-прежнему актуальна и требует для своего решения современного научно-технического подхода. Задача экономии ресурсов поставлена главой государства перед организациями всех форм собственности. [Указ Президента Республики Беларусь 23 февраля 2016 г. № 78 «О мерах по повышению эффективности социально-экономического комплекса Республики Беларусь»]. В сложившихся экономических условиях и их

влияния на строительную отрасль экономики Беларуси необходимы современные решения по обеспечению повышения ее эффективности. Строительный комплекс Республики Беларусь является ключевым в народном хозяйстве, он вносит значительный вклад в формирование ВВП и стимулирует социально-экономическое развитие страны. В настоящее время строительство характеризуется еще достаточно высокими показателями энерго-, материало- и трудоемкости, что в конечном итоге снижает показатель его эффективности.

Проблема повышения эффективности строительной отрасли животрепещуща и требует неотложных решений, которые должны основываться на формировании современных организационно-технологических мероприятий, направленных на снижение ресурсоемкости строительства.

Строительное производство, это результирующая составляющая часть строительной отрасли, является ее «сборочным цехом», в котором взаимодействуют все структурные элементы отрасли. Строительное производство, как совокупность организационно-технологических процессов, выполняемых непосредственно на строительной площадке, включает в себя большое количество субъектов и требует значительных строительных ресурсов (ресурсов строительства), от величины расхода которых будет зависеть эффективность отдельного технологического процесса (работы) или строительства объекта в целом.

К продукции строительного производства можно отнести результат выполнения общестроительных и специальных строительных работ. Строительная продукция традиционно измеряется в натуральных единицах измерения. В этом случае продукция имеет натуральный физический измеритель, выражающий длину (м), площадь (m^2), объем (m^3), массу (кг, т), количество (шт. ед.). Такая дифференциация позволяет оценить количество конкретного вида работ, например, земляных, каменных, гидроизоляционных, отделочных и пр., а, следовательно, эффективность строительного производства и ее последующий анализ в этом случае, может быть определена только для данного конкретного вида продукции.

К числу наиболее значимых строительных ресурсов можно отнести следующие:

- финансовые;
- временные;

- трудовые;
- материальные;
- технико-технологические;
- энергетические;
- информационные.

Потребность в строительных ресурсах может быть определена различными способами, в том числе по нормативным документам (Сборникам ресурсных сметных нормативов Республики Беларусь на соответствующие конструкции и работы); на основании фактических, статистических данных; с учетом норм списания материальных ресурсов, а также опытным путем.

Предлагаемый подход к решению проблемы повышения эффективности строительства заключается в разработке современных организационно-технологических методов, направленных на рациональное использование всех имеющихся ресурсов с целью снижения их расхода при производстве строительной продукции.

Если каждый ресурс принять за критерий оптимальности, тогда выбор наилучшего эффективного решения сводится к решению сложной оптимизационной задачей. При такой постановке задачи неизвестно, какое решение будет наиболее оптимальным, если критериев много и они, возможно, «конфликтующие». В частности, возникает ряд проблем при выборе возможных альтернативных вариантов решения. Например, какой из двух возможных организационно-технологических способов производства строительных работ или строительства объекта в целом считать эффективным, если один из них направлен на сокращение сроков выполнения работ либо строительства объекта, но при этом приводит к значительному перерасходу финансовых и прочих строительных ресурсов, а другой напротив, сокращая стоимость увеличивает продолжительность строительства. Данную задачу можно решать различными способами, в том числе как многокритериальную оптимизационную задачу, решение которой в свою очередь является также весьма нетривиальной задачей.

Для упрощения решения этой сложной задачи предлагается использовать метод экспертного опроса, с помощью которого будет выполнена количественная оценка значимости каждого ресурса. Такие ресурсы как финансовые, трудовые, материальные, технико-технологические, энергетические, информационные и пр. могут

быть приведены к единому стоимостному измерителю, например, рублю. То есть с позиции такого условия количество труда людей, материалов, машин, механизмов, оборудования, топливно-энергетических ресурсов, информации можно оценить с точки зрения их стоимости. Оценка стоимости временного ресурса одна из наиболее сложных задач в данном случае, при котором возможны два варианта. Первый, это когда экспертам удастся соотнести временной ресурс с остальными, то есть привести их к единому измерителю (например, рублю). Эта ситуация возможна тогда, когда известна финансовая прибыль за единицу времени завершенного строительством объекта, т. е. можно оценить сколько стоит один день, месяц или год строительства объекта с точки зрения упущенной финансовой выгоды заказчика. Тогда количество времени можно будет выразить в рублях (руб.). Вторая ситуация характерна в тех случаях, когда не удастся соотнести временной ресурс с другими. В этом случае будет использоваться размерность количества строительных ресурсов, выраженная в денежно-временном измерителе (руб. час).

Анализ данной проблемы показал, что наиболее значимыми являются финансовые и временные ресурсы, т. е. деньги и время.

Повышение эффективности строительного производства может быть реализовано за счет комплексного системного подхода, направленного на разработку соответствующих организационно-технологических мероприятий, направленных на снижение затрат строительных ресурсов при выполнении работ. Комплексный подход к решению данной проблемы дает возможность использовать большое разнообразное количество различных эффективных мероприятий, которые при их совместном использовании позволяют достичь большего результата и наиболее полно реализовать потенциал ресурсосбережения, повысив тем самым эффективность строительного производства в целом.

Используя традиционный подход к оценке эффективности строительства не позволяет сравнивать их общий расход в процессе производства строительной продукции (выполнения строительных работ), а также выполнять анализ эффективности принимаемых организационно-технологических решений при реализации соответствующих ресурсосберегающих мероприятий. Например, в любом строительном технологическом процессе неизбежно расходуются все указанные выше ресурсы (временные, трудовые, топливно-

энергетические и пр.). Воздействуя отдельными соответствующими мероприятиями можно добиться снижения отдельного вида ресурса. При этом будет неизвестно, как количественно изменятся остальные ресурсы, и даст ли это в конечном итоге положительный результат. Можно до минимума сократить время процесса, но при этом возможно многократно возрастет его энергоемкость и стоимость. С точки зрения анализа результативности организационно-технологических мероприятий, направленных на повышение эффективности строительного производства необходимо использовать некий универсальный измеритель строительной продукции (работ), которая может быть подвергнута сравнению при различных способах ее производства. Например, отрывка траншей может быть выполнена как ручным, так и механизированным способом. Причем, в каждом случае будут различные количественные натуральные показатели затраченных ресурсов, таких как время, топливно-энергетические ресурсы, трудовые ресурсы и в конечном итоге стоимость. Другая проблема возникает, когда требуется оценить эффективность выполнения различных видов строительных работ (производства разнородной строительной продукции). Например, как соизмерять количество продукции выраженной в м³ и в м² или в количестве штук. Такое необходимо будет делать когда потребуется сопоставить эффективность строительного производства по ряду комплексных технологических процессов или строительства объекта в целом.

Для комплексного количественного анализа расхода различных видов строительных ресурсов предлагается использовать обобщающий технико-экономический показатель их величины (TEI^{res}), который соизмеряет количество всех строительных ресурсов, затраченных на ее производство, выраженный в руб·час. Такая размерность универсальна, информативна, она позволяет количественно соизмерять различные виды ресурсов, которые могут быть оценены в стоимости и во времени.

С учетом выше сказанного под эффективностью строительного производства можно принимать соотношение количества строительной продукции и затрат ресурсов, необходимых на ее производство:

$$E^{spec} = \frac{Q^{sum}}{TEI^{res}}, \quad \frac{\text{н.и.п.}}{\text{руб}\cdot\text{час}} \quad \text{ИЛИ} \quad \frac{\text{н.и.п.}}{\text{руб}}$$

где Q^{sum} – общее количество произведенной строительной продукции, выраженное в натуральных измерителях, м, м², м³, шт.;

TEI^{res} - обобщающий технико-экономический показатель расхода строительных ресурсов, руб. час, (руб);

Используя такой подход к определению уровня эффективности строительного производства можно выполнять анализ его ресурсоемкости в целом, а также различных по качественным признакам комплексных технологических процессов и отдельных строительных работ.

Ресурсоемкость строительного производства есть величина обратная ее эффективности, определяющая удельное количество ресурсов, расходуемое на производство единицы строительной продукции (работ).

$$W^{pec} = \frac{TEI^{res}}{Q^{sum}}, \quad \frac{\text{руб} \cdot \text{час}}{\text{н.и.п.}} \quad \text{ИЛИ} \quad \frac{\text{руб}}{\text{н.и.п.}}$$

Как видно при снижении затрат ресурсов к нулю эффективность строительного производства (работ) стремиться к максимуму (бесконечности) и, наоборот, при увеличении расхода строительных ресурсов эффективность стремиться к минимуму.

Предлагаемая размерность обобщающего технико-экономического показателя расхода строительных ресурсов дает возможность соизмерять количество расходуемых различных ресурсов в строительном производстве. Это позволяет анализировать показатель эффективности разных строительных процессов, в которых количество строительной продукции (работ) выражается в различных натуральных измерителях. Предлагаемая размерность ресурсоемкости и эффективности может быть принята в качестве универсальной величины, количественно учитывающей все строительные ресурсы.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ЗАТРАТ РАСХОДА ЭНЕРГОРЕСУРСОВ ПРИ ТЕПЛОЙ ОБРАБОТКЕ МОНОЛИТНОГО БЕТОНА ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНЫХ ТЕМПЕРАТУРАХ

МИНЕЕВ Р. А., ПИКУС Д. М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Аннотация. Производство монолитных бетонных работ при отрицательных температурах всегда связано с большими трудозатратами, чем в обычных, нормальных условиях. При возведении монолитных конструкций дополнительные капитальные вложения и затраты труда связанные с необходимостью термообработки бетона существенно повышают себестоимость и продолжительность работ по сооружению конструкций, в том числе в период набора прочности.

Описание системы. Системный подход к монолитному бетонированию в зимних условиях. Процесс расхода энергоресурсов при возведении монолитных бетонных и железобетонных конструкций в условиях отрицательных температур можно рассматривать как функционирование большой сложной вероятностной системы «Возведение монолитных бетонных и железобетонных конструкций при отрицательных температурах». Система состоит из ряда функциональных подсистем, основными из которых являются:

- подсистема приготовления бетонной смеси;
- подсистема транспортировки и укладки бетонной смеси;
- подсистема подготовки и установки опалубки;
- подсистема подготовки и установки арматуры;
- подсистема теплоизоляции прогреваемого бетона;
- подсистема обогрева бетона;
- подсистема организации и контроля тепловой обработки и остывания.

Критерии затрат энергоресурсов. Цель системы – обеспечение получения бетона с заданными параметрами в установленные сроки в условиях монолитного бетонирования в зимнее время.

В качестве *критерия цели* принимается величина затрат энергоресурсов, расходуемых на технологические нужды при возведении монолитных конструкций. Целевая функция системы может быть представлена в следующем виде:

$$C = Z_{пбс} + Z_r + Z_y + Z_{тбс} + Z_{по} + Z_{па} + Z_{осн} + Z_{пт} + Z_{то} \rightarrow \min, \quad (1)$$

где $Z_{пбс}$ – затраты энергоресурсов на подогрев воды и заполнителей для приготовления бетонной смеси;

Z_m – потери тепла при транспортировке бетонной смеси;

Z_y – потери тепла при укладке бетонной смеси;

$Z_{тбс}$ – затраты энергоресурсов на предварительный подогрев бетонной смеси;

$Z_{по}$ – затраты энергоресурсов на подготовку опалубки (очистка от наледи);

$Z_{па}$ – затраты энергоресурсов на подготовку арматуры (очистка от наледи);

$Z_{осн}$ – затраты энергоресурсов на подготовку (отогрев) основания, на которое укладывается бетонная смесь;

$Z_{пт}$ – затраты энергоресурсов на подъем температуры бетонной смеси;

$Z_{то}$ – затраты энергоресурсов на компенсацию теплопотерь в процессе тепловой обработки.

Каждая подсистема имеет свою локальную цель, подчиненную общей цели системы. Критерии цели каждой подсистемы могут совпадать с общим критерием цели или же выступать в виде ограничений.

Управляемость системы и зависимость критерия эффективности от величины управляемых и неуправляемых параметров. Управляемость системы возведения монолитных бетонных и железобетонных конструкций заключается в возможности изменения величины критерия эффективности при целенаправленном изменении ее отдельных управляемых параметров. Управляемыми называют параметры, которые в определенных пределах по желанию субъекта управления могут изменять свои значения, например скорость подъема температуры, термическое сопротивление теплоизоляции, продолжительность тепловой обработки, сокращение количества передаваемого бетону тепла и т. д. Неуправляемые параметры изменяют свои значения независимо от желания субъекта управления и путем воздействия на те или другие части системы изменяют

величину критерия эффективности, т. е. количество затрат энергоресурсов. Теоретически сущность управления режимом тепловой обработки и другими технологическими процессами заключается в целенаправленном изменении управляемых параметров с учетом воздействия неуправляемых для достижения поставленной цели – получения монолитных бетонных и железобетонных конструкций требуемого качества в установленные сроки с минимальными затратами энергоресурсов.

Задачей работников, занятых возведением монолитных конструкций при отрицательных температурах, является поиск резервов снижения затрат энергоресурсов в конкретных производственных условиях в разрезе каждой подсистемы.

Для более полного использования имеющихся возможностей целесообразно с этой точки зрения последовательно проанализировать подсистемы, непосредственно связанные с расходом тепла.

Подсистема приготовления бетонной смеси. Цель подсистемы – приготовление бетонной смеси, соответствующей требуемым качественным характеристикам. В качестве критерия эффективности принимается величина расхода энергоресурсов, необходимая для обеспечения требуемой температуры бетонной смеси на выходе из бетоносмесительной установки.

Целевая функция подсистемы

$$C_{\text{пбс}} = \mathcal{E}_{\text{кз}} + \mathcal{E}_{\text{мз}} + \mathcal{E}_{\text{в}} \rightarrow \min, \quad (2)$$

где $\mathcal{E}_{\text{кз}}$ – затраты энергоресурсов на подогрев крупного заполнителя;

$\mathcal{E}_{\text{мз}}$ – затраты энергоресурсов на подогрев мелкого заполнителя;

$\mathcal{E}_{\text{в}}$ – затраты энергоресурсов на подогрев воды.

В качестве основного ограничения принимается температура бетонной смеси на выходе из бетоносмесителя, обеспечивающая нормальные условия ее транспортировки и укладки.

$$t_{\text{бсв}} \geq \frac{t_{\text{бн}} - t_{\text{н}} \sum_{i=1}^m \Delta t_i}{1 - \sum_{i=1}^m \Delta t_i} \quad (3)$$

где $t_{\text{бсв}}$ – температура бетонной смеси на выходе из бетономешалки;

$t_{\text{он}}$ – нормируемая температура бетонной смеси перед укладкой в опалубку или предварительным электроразогревом;

t_n – температура наружного воздуха;

$\sum_{i=1}^m \Delta t_i$ – снижение температуры бетонной смеси на протяжении

технологического цикла, включающего все операции от ее получения из смесителя и заканчивая укладкой и изоляцией, а при предварительном электроразогреве – загрузкой в бункер для разогрева;

Δt_j – снижение температуры бетонной смеси на j -й операции технологического цикла.

Основные потери тепла в этой подсистеме происходят в период загрузки бетонной смесью транспортных средств. Величина этих потерь зависит от многих факторов, основными из которых являются:

- продолжительность загрузки транспортного средства;
- разность температур бетонной смеси и наружного воздуха;
- тип транспортного средства.

Для определения величины снижения температуры бетонной смеси в зависимости от комплексного воздействия указанных факторов в работе предусматривается представить при выполнении следующего этапа в виде таблиц и графиков, отражающих этот процесс в нормальных производственных условиях. В случаях значительного отличия фактических данных от приведенных в таблице и на графиках необходимо принять меры по ликвидации или уменьшению полученного разрыва.

Для этой цели могут быть приняты различные технологические и организационные решения, в т.ч.:

- сокращение времени приготовления бетонной смеси, в том числе за счет увеличения производительности бетоносмесительных устройств;
- повышение теплозащитных свойств загружаемых транспортных средств;
- принятие мер по уменьшению ветровой нагрузки на загружаемые транспортные средства;
- четкой организации процесса приготовления бетонной смеси и ее загрузки в транспортные средства.

Подсистема транспортировки и укладки бетонной смеси.

Цель подсистемы – транспортировка и укладка бетонной смеси в опалубку. Критерий цели – потери тепла в процессе транспортировки, укладки бетонной смеси и ее изоляции. Целевая функция системы:

$$\sum_{i=1}^m \Delta t_i \rightarrow \min \quad (4)$$

Основное ограничение – потери тепла в процессе транспортировки и укладки бетонной смеси должны быть минимальными и обеспечить ее температуру не ниже расчетной (t_p), которая для конструкций с дальнейшей тепловой обработкой должна быть не ниже чем 0°C , т. е.,

$$\frac{t_{\text{он}} - t_n \sum_{i=1}^m \Delta t_i}{1 - \sum_{i=1}^m \Delta t_i} - \sum_{i=1}^m \Delta t_i \geq t_p. \quad (5)$$

Подсистема включает ряд технологических операций, в процессе которых происходят затраты энергоресурсов. К таким операциям относятся:

- транспортировка бетонной смеси;
- выгрузка бетонной смеси и подача к месту укладки;
- укладка и уплотнение бетонной смеси;
- заглаживание, гидро- и теплоизоляция и (при необходимости) установка электродов.

Снижение температуры бетонной смеси в процессе ее транспортировки зависит от многих факторов, основными из которых являются:

- вид транспортного средства и степень теплоизоляции перевозимой бетонной смеси;
- величина разности температуры бетонной смеси и наружного воздуха;
- продолжительность транспортировки смеси.

В зависимости от вида используемого транспортного средства потери тепла колеблются в значительных пределах. Продолжительность транспортировки смеси принимается с учетом ее скоростного

режима. В соответствии с нормативными данными для транспортировки бетонной смеси при расчетах принимается следующий режим: средняя скорость транспортирования для дорог с жестким покрытием – 30 км/ч для дорог с мягким покрытием – 15 км/ч. Наблюдения за работами по монолитному бетонированию показали, что фактическая продолжительность транспортирования бетонной смеси в условиях г. Минска отличается от расчетной. В дневное время на отдельных направлениях были случаи превышения расчетного времени транспортирования смеси на 75 %, а в вечернее и ночное время – значительное сокращение.

Подача смеси после выгрузки к месту укладки может осуществляться различными способами: нагнетательным методом по утепленному или неутепленному бетоноводу, шахтным подъемником или краном. Укладка бетонной смеси в опалубку и ее уплотнение производится послойно в соответствии с действующими нормативами. После укладки в опалубку и уплотнения бетонной смеси выполняется ряд операций, при выполнении которых также снижается температура – это заглаживание поверхности, гидро- и теплоизоляции, и установка (при необходимости) электродов.

Величину снижения температуры бетонной смеси в процессе ее транспортирования, подачи к месту укладки, укладке и уплотнению, а также заглаживанию поверхности и гидротеплоизоляции и т. д. предусматривается рассчитывать в автоматизированном режиме, для чего при выполнении следующего этапа будет разработано соответствующее программное обеспечение. В случаях значительного отличия фактических данных от расчетных, необходимо принять меры по ликвидации или уменьшению полученного разрыва. Для этой цели могут быть приняты различные технологические и организационные решения, в том числе:

- рациональный выбор и повышение теплозащитных свойств транспортных средств;
- выбор и проверка маршрута и времени транспортирования бетонной смеси;
- четкая организация работы по транспортированию и укладке бетонной смеси, исключающая простой загруженных транспортных средств.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетонные работы при отрицательных температурах воздуха. Правила производства (02250): ТКП 45-5.03-21-2006.
2. Лысов, В.П. Организационно-технологическое совершенствование возведения монолитных конструкций в зимний период, обеспечивающее сокращение сроков строительства и снижение затрат / В.П. Лысов, Н.М. Голубев [и др.] // Строительная наука и техника. – 2007. – № 1. – С. 48–54.
3. Лысов В.П., Голубев Н.М., Пикус Д.М., Кривицкая Т.В. Организационно-технологическое совершенствование возведения монолитных конструкций в зимний период, обеспечивающее сокращение сроков строительства и снижение затрат // Строительная наука и техника. – 2007. – № 1. – С. 48–54.
4. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях / Под редакцией Б.А. Крылова, С.А. Амбарцумяна [и др.] // – М.: РААСН, НИИЖБ. – 2005. – 275 с.
5. Минеев Р.А., Пикус Д.М. Системный подход к проблеме затрат энергоресурсов при возведении монолитных конструкций в зимних условиях // Минск: БНТУ, 2013. Сборник научно-технических статей (материалы научно – методического семинара), 22–23 мая 2013 г. «Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства». Часть 1. – С. 240–249.
6. Минеев Р.А., Пикус Д.М., Баранов С.П. Моделирование расхода энергоресурсов при тепловой обработке монолитного бетона в зимних условиях // Минск: БНТУ, 2014. Сборник международных научно - технических статей (материалы научно – методической конференции), 27 – 28 мая 2014 г. «Современные проблемы внедрения европейских стандартов в области строительства». Часть 1. – С. 213–218.

**РАЗДЕЛ V. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА
СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ
И КОНСТРУКЦИЙ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**ИННОВАЦИОННАЯ ПОДГОТОВКА
ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ НА ОСНОВЕ ЕВРОПЕЙСКИХ
СТАНДАРТОВ (ЕВРОКОДОВ)**

(г. Минск, БНТУ – 30.05.2017)

УДК 624.01/. 04

**О НЕОБХОДИМОСТИ РАЗРАБОТКИ НОРМАТИВНОГО
ДОКУМЕНТА РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ ПО ОЦЕНКЕ
ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ
КАРБОНИЗАЦИИ БЕТОНА**

ВАСИЛЬЕВ А. А.

Белорусский государственный университет транспорта
Гомель, Беларусь

Введение. Поскольку основную долю элементов и конструкций зданий и сооружений составляют железобетонные элементы (ЖБЭ) и конструкции (ЖБК) различных типов и основным типом коррозии бетона, определяющим коррозионное состояние стальной арматуры, и, как следствие техническое состояние ЖБЭ и ЖБК, эксплуатирующихся в различных воздушных средах, является карбонизация бетона, изучению ее определяющих факторов уделяется значительное внимание [1, 2]. Кроме того, в отдельных работах выполнены попытки прогнозирования долговечности ЖБЭ и ЖБК с учетом процессов карбонизации бетона [3].

Оценка карбонизации и прогнозирование ее развития важны, прежде всего, с точки зрения изменения во времени защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре, и соответственно, влияния карбонизации на изменение технического состояния ЖБЭ и ЖБК.

Известно, что состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре определяется величиной показателя рН (показателя водной вытяжки цементного камня), в свою очередь, значение которого определяется степенью карбонизации бетона. Поскольку по существующим нормативным документам (В Европе – EN 13295, EN 14630, в Республике Беларусь – СТБ 1481) карбонизация оценивается фенолфталеиновым тестом (ФФТ), в соответствии с которым значение толщины прокарбонизированного слоя (потерявшего свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре) определяется границей резкого перехода окраски цементно-песчаной фракции бетона, при оценке и прогнозировании технического состояния ЖБЭ и ЖБК с учетом карбонизации, возникают очень серьезные вопросы:

- в зоне нанесения фенолфталеина ФФТ показывает изменение показателя рН в пределах 8,3 до 14;

- в зоне резкого перехода цвета цементно-песчаной фракции значение показателя рН составляет $\approx 10,3$ [4];

- общепринято, что при рН = 9,0 бетон полностью теряет свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре [1];

- в соответствии с термодинамическими расчетами В. И. Бабушкина [5] коррозия стальной арматуры возможна при рН < 11,8;

Таким образом, значение рН = 10,3 не является граничным и никак не позволяет корректно судить о степени потери защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре. Кроме того отсутствуют критерии оценки потери защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре.

А если к этому добавить вопросы к оценке параметров карбонизации, такие как:

- реакция карбонизации объясняется на основе теоретического расчета проскока молекул CO_2 вглубь бетона за границу нейтрализованного слоя до момента их полного поглощения и глубина зоны реакции не превышает 1 мм, что не подтверждается экспериментальными результатами исследования взаимодействия углекислого газа воздуха с гидроокисью кальция, составляющей основу поровой жидкости бетона [2];

- общепринятый механизм определяет течение карбонизации линейно вглубь бетона, что совершенно не соответствует протеканию карбонизации в реально эксплуатируемых ЖБЭ и ЖБК;

– скорость карбонизации определяется эффективным коэффициентом диффузии $\text{CO}_2(D)$, искусственно введенным для увязки параметров карбонизации с величиной прокарибонизированного слоя. Это, по-видимому и определяет различие у разных авторов величин D' на несколько порядков для бетонов, выполненных из одинаковых составов и исследовавшихся в схожих условиях, отсутствие единого мнения об изменении плотности, пористости, прочности бетона под воздействием карбонизации и влиянии технологических факторов на изменение карбонизации [2].

Таким образом, становится ясно, что существующий метод оценки и прогнозирования карбонизации бетона и ее влияния на изменение защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре, основанный на ФФТ и рекомендуемый Европейскими нормами является очень частным случаем и не может быть рекомендован для использования при оценке и прогнозирования технического состояния реально эксплуатируемых ЖБЭ и ЖБК.

Необходима разработка национального нормативного документа по определению карбонизации и оценке технического состояния ЖБЭ и ЖБК с учетом процессов карбонизации бетона.

При разработке НД может быть использован комплексный метод оценки и прогнозирования технического состояния ЖБЭ (ЖБК), основанный на многолетних исследованиях карбонизации бетона и ее влияния на изменение технического состояния ЖБЭ и ЖБК [6], включающий в себя:

- методику оценки и прогнозирования карбонизации бетона;
- методику оценки и прогнозирования состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре защитного слоя бетона, состояния стальной арматуры и технического состояния ЖБЭ (ЖБК) в целом.

Он позволяет в зависимости от цели исследования:

- оценивать и прогнозировать карбонизацию бетона (карбонатную составляющую и степень карбонизации);
- оценивать изначальное содержание цемента (кг/м^3) в бетоне;
- оценивать и прогнозировать состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре, как в зоне расположения арматуры, так и по сечению ЖБЭ (ЖБК) по физико-химическим показателям бетона;

– оценивать техническое состояние ЖБЭ (ЖБК) по физико-химическим показателям бетона защитного слоя и прогнозировать его по химическим показателям бетона защитного слоя;

– в зависимости от полученного (прогнозируемого) при обследовании технического состояния ЖБЭ, рекомендовать комплекс мероприятий по их восстановлению для дальнейшей длительной, безопасной эксплуатации зданий и сооружений.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Васильев, А. А. Карбонизация и оценка поврежденности железобетонных конструкций : [монография] / А. А. Васильев; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2012. – 263 с.

2. Васильев, А. А. Карбонизация бетона (оценка и прогнозирование): [монография] / А. А. Васильев; М-во образования Республики Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2013. – 304 с.

3. Кудрявцев, И. А. Исследование равномерности глубины залегания карбонизированного слоя по глубине в балке пролетного строения / И. А. Кудрявцев, В. П. Богданов // Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений, подготовки инженерных кадров для строительной отрасли : материалы VII Междунар. науч.-практ. семинара. – Минск: Стринко, 2001. – С. 227–229.

4. Кудрявцев И. А., Богданов В. П. Исследование карбонизации железобетонных конструкций с длительным сроком эксплуатации // Материалы, технологии, инструменты. – 2000. – Т.5, № 3. – С. 97–100.

5. Бабушкин, В. И. Термодинамика силикатов / В. И. Бабушкин, Г. М. Матвеев, О. П. Мчедлов-Петросян; под ред. О. П. Мчедлова-Петросяна. – 4-е изд. – М.: Стройиздат, 1986. – 408 с.

6. Васильев, А. А., Оценка и прогнозирование технического состояния железобетонных элементов и конструкций с учетом карбонизации бетона / А.А. Васильев // Инновационные процессы в науке и образовании: монография / под общ. ред. Г. Ю. Гуляева. – Пенза: МЦНС «Наука и просвещение», 2017. – 204 с.

МИКРО- И УЛЬТРАДИСПЕРСНЫЙ КРЕМНЕЗЕМ В БЕТОНЕ*ГУРИНЕНКО Н. С., ГОЛОВАТАЯ Е. В.*Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В современном строительном производстве все большую значимость приобретают разработки, направленные на получение высокопрочного, особо плотного, повышенной долговечности бетона. Одним из способов получения такого материала является использование в его составе дополнительных компонентов и, в частности, микрокремнезема в активной (аморфной) форме в количестве 5–30 % от массы цемента [1, 2]. По классификации Ратинова-Розенберг [3] такие вещества относят к добавкам третьего класса (кристаллические затравки). Их эффективность известна (добавки-кренты) с 60-х годов XX века и в наибольшей мере реализуется в современных условиях при использовании микрокремнезема с удельной поверхностью $S_{уд} \sim 3,0 \text{ м}^2/\text{г}$ [4–6]. Однако при этом существенно усложняется технология приготовления бетона, так как необходимо дополнительное техническое оснащение для введения такого количества твердофазного, не растворимого в воде вещества в состав замеса.

В этой связи представляется перспективной замена традиционного микрокремнезема на ультрадисперсный микрокремнезем (УДМК). Особенность и уникальность применения вещества УДМК, характеризующегося огромным потенциалом поверхности ультрадисперсных частиц ($S_{уд} \sim 350 \text{ м}^2/\text{г}$), заключается в достижении (как это будет показано далее) положительного результата, выраженного равенством прочности на сжатие бетона на уровне 100–110 МПа при дозировке УДМК в пределах до 1 % от массы цемента, вместо 10% для микрокремнезема.

Оценка эффективности ультрадисперсного микрокремнезема в цементных бетонах практически отсутствует. Вместе с тем степень его дисперсности на один–два порядка выше, чем у «традиционного» микрокремнезема, и, можно ожидать, соответственно более высокой окажется эффективность в бетоне. Учитывая, что равномерному распределению вещества ультрадисперсного микрокремнезема

в объеме приготавливаемой бетонной смеси способствуют молекулы ПАВ пластифицирующих добавок [7], было необходимо исследовать эффективность их сочетания. Кроме того, в исследованиях исходили из известных данных [1, 2], что сочетание высококачественного пластификатора и ультракремнезема будет достаточным для получения бетона прочностью $f_{ct,28} \geq 100$ МПа из малоподвижных смесей. Получение же бетона прочностью более 100 МПа из литых бетонных смесей (на принципах «самоуплотняющегося» бетона), который бы в высоком темпе набирал прочность в начальные сроки твердения, требует использования комплексных добавок, с дополнительным введением ускоряюще – уплотняющего компонента, обеспечивающего этот эффект. Основные результаты экспериментальной проверки изложенного представлены в материале настоящей статьи.

Характеристики материалов для исследований. В качестве вяжущего вещества в исследованиях использован портландцемент марки ПЦ 500 – по ГОСТ 10178, соответствующий классу СЕМ I 42,5 N по СТБ EN 197-1 (примерный минералогический состав: $C_3S \sim 58,4\%$, $C_2S \sim 18,9\%$, $C_4AF \sim 13,3\%$; $K_{нр} = 0,25$, со сроками схватывания: начало – 2ч 10 мин, конец – 3 ч 50 мин.

Крупный заполнитель для бетона – щебень гранитный (Микашевичи) фракций: 5–10 и 5–20 мм, и щебень кубовидный фракций: 2–4; 4–6 мм, прочностью (по дробимости) ≥ 110 МПа, насыпной плотностью: $\rho_0 \sim 1380$ кг/м³ и 2410 кг/м³; плотностью зерен: $\rho_3^0 \sim 2700$ кг/м³.

Мелкий заполнитель – природный (мытый) песок; с модулем крупности: $M_k \sim 2,6–2,8$ доли ед.; насыпной плотностью: $\rho_0 = 1550$ кг/м³, плотностью зерен $\rho_3^0 \sim 2650$ кг/м³; соответствующий требованиям ГОСТ 8736–93.

Вода для затворения и последующего твердения бетона соответствующий требованиям СТБ 1114–98 и ГОСТ 23732–2011.

Сульфат натрия (Na_2SO_4 ; СН) кристаллизационный, по ГОСТ 21458–75.

Сульфат алюминия ($Al_2(SO_4)_3$; СА) по ГОСТ 12966–85.

«Стахемент 2000» – добавка I группы согласно СТБ 1112-98 (суперпластификатор с повышенным водоредуцирующим эффектом).

Микрокремнезем – с требованиями СТБ EN 197-1–2007 с содержанием аморфного диоксида кремния не менее 85 % по массе; потери при прокаливании не более 4,0 %; удельная поверхность (по методу БЭТ) ~ 15,0 м²/г (при использовании приборов типа «ПСХ» $S_{уд}^{МК} \sim 3,0 \text{ м}^2/\text{г}$).

Ультрадисперсный микрокремнезем, соответствующий ТУ 2168-002-14344269-09 «Ковелос» (диоксид кремния осажденный) с характеристиками, приведенными в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики ультрадисперсного микрокремнезема

Показатель	Фактически
Внешний вид и цвет	Белый рыхлый порошок
Запах	Не выражен
Массовая доля диоксида кремния (в сухом остатке), %	98
Массовая доля воды, %	6
Массовая доля растворимого Fe, %	0,1
Массовая доля сульфатов, %	1,8
Площадь удельной поверхности, м ² /г	350
pH (5%-ная водная суспензия)	6,1
Насыпная плотность при 20 °С, г/л	55

Кинетика твердения и прочность мелкозернистого бетона с добавками. В табл. 2 приведены данные о влиянии комплекса добавок, включая ультрадисперсный микрокремнезем, на кинетику твердения и прочность на сжатие (на изгиб в статье не приводится) мелкозернистого (цементно – песчаного) тяжелого бетона на примере состава: Ц : П = 1 : 3 (расход цемента (ПЦ М500 Д0) – 400 кг), на образцах – балочках (40*40*160 мм), изготовленных вибрированием (здесь и далее) на стандартной лабораторной виброплощадке (А ~ 0,5 мм; f ~ 50 Гц).

Их анализ показывает следующее. Во всех вариантах дозировок и условий твердения образцов комплексные добавки обеспечили большой прирост прочности мелкозернистого бетона, чем монодобавка сульфата натрия, что подтверждает эффективность разнопланового воздействия на формирование структуры цементного камня и бетона ускоряющего компонента (СН) и уплотняющего их структуру сульфата алюминия (СА). При этом общий расход вещества комплексных добавок во всех случаях был меньше 1 % от массы

цемента, что подтверждает вывод о наличии и эффективности разнопланового воздействия компонентов комплексных добавок на процессы взаимодействия цемента с водой и формирование структуры бетона, приводящее к росту его плотности и прочности.

Таблица 2

Прочность на сжатие образцов мелкозернистого бетона в зависимости от сочетания введенных добавок и условий твердения

Вид добавки и количество в % от МЦ	В/Ц	Условия изготовления и	$R_{сж}$, МПа	$R_{сж}$, МПа	$R_{сж}$,	
			1 сутки	3 суток	МПа	%**
					28 суток	
Без добавки	0,5	НВУ	6,1	18,2	32,6	100
1%СН			8,9	20,5	36,1	111
1%СН+0,05%SiO ₂			9,2	22,8	39,2	120
0,5%СН+0,05%SiO ₂			6,9	19,3	38,0	117
0,5%СН+0,25%СА+0,05%SiO ₂			7,6	17,6	42,0	129
Без добавки		с нагревом до 30°С *	14,7	18,8	33,3	102
1%СН			20,1	22,1	36,4	112
1%СН+0,05%SiO ₂			23,1	25,3	38,6	118
Без добавки		с нагревом до 50°С *	16,8	18,9	32,2	99
0,5%СН			19,9	24,0	36,1	111
1%СН			22,7	23,4	36,4	112
1%СН+0,05%SiO ₂			24,8	26,9	38,1	117
0,5%СН+0,05%SiO ₂			21,3	24,2	37,8	116
0,5%СН+0,25%СА+0,05%SiO ₂			22,3	23,7	40,9	125
0,75%СН+0,25%СА+0,05%SiO ₂			24,4	25,3	39,6	121
1,5%Ст2000			2,0	29,6	43,0	132
1,5%Ст2000+1%SiO ₂	3,2	33,2	51,0	156		
1,5%Ст2000+0,25%СН+1%SiO ₂	3,7	37,2	64,4	198		
1,5%Ст2000++0,25%СН+0,25%СА+1%SiO ₂	4,4	40,8	72,0	221		

* остывание в тепловом агрегате

** в % от прочности образцов «без добавок» в возрасте 28 суток для нормально-влажностных условий твердения

В еще большей степени этот вывод подтверждается результатами испытаний образцов мелкозернистого бетона с комплексной полифункциональной добавкой, содержащей 1 % от массы цемента ультрадисперсного микрокремнезема: 1,5 % Ст2000 + 0,25 % СН + 0,25 % СА + 1 % SiO₂, показавшими максимальный рост прочности за счет совокупности эффектов от снижения водосодержания бетона и каждого из ее компонентов, включая влияние на процессы гидратации и твердения цемента ультрадисперсного микрокремнезема УДМК.

Кинетика твердения и прочность высокопрочного бетона с добавками. Основной задачей, которая была решена в экспериментальных исследованиях с высокопрочным бетоном, явилась оценка эффективности замены микрокремнезема в его составе на ультрадисперсный микрокремнезем, при дозировке последнего в 10 раз меньше, но без снижения прочности бетона. Реализация такого решения позволяет существенно упростить технологию приготовления высокопрочного бетона, благодаря приему введения УДМК в виде седиментационно устойчивой дисперсии с водой затворения, либо в виде водного «раствора–суспензии» комплексной полифункциональной добавки.

Для исследований использовали номинальный состав № 1, приведенный в табл. 3 и обоснованный в источниках [1, 2], как обеспечивающий прочность бетона на сжатие в проектном возрасте: $f_{cm,28} \sim 100\text{--}110$ МПа, при использовании «традиционного» микрокремнезема (МК–85 или УМК–85) в дозировке 10 % от МЦ и пластификатора I группы – «гиперпластификатора» Ст2000 (в виде раствора 35 % концентрации) в дозировке (1–2) % от массы цемента.

Образцы во всех случаях распалубливали через 21–22 часа от момента изготовления; одни серии испытывали в возрасте 24 ч и через указанные в таблице 5 периоды (1, 3, 7, 14, 28 и 90 суток) твердения в нормально - влажностных условиях; другие подвергали тепловой обработке, включавшей медленный нагрев бетона в формах до температуры ~ 30–35°C (при температуре среды в пропарочном бачке 40–45°C) за 2–2,5 ч и последующее термостатирование – выдерживание без подвода тепла в тепловом агрегате 21–22 ч от момента изготовления до распалубки, при первом испытании через 24 ч и последующим «дозревании» образцов до испытаний в нормально-влажностных условиях.

Таблица 3

Составы бетона для исследований

№ состава	Расход компонентов, кг:						Хим. добавка, Ст 2000, % от МЦ*	(В/Ц)б	(В/Ц) ^{обш.} или (В/Ц+МК)б	ОК, см	
	Цемент	Песок	Кубовидный щебень крупностью мм		МК	УДМК					Вода
			2...4	4...6							
1	500	570	350	760	50	-	139	1,5**	0,278	0,25 3	6
2	500	570	350	760	-	5	141	1,5**	0,282	0,27 9	5

* водный раствор Ср = 35 %-й концентрации;

** в отдельных экспериментах с литыми бетонными смесями (не приведенными в статье) дозировка соответствовала 3 % раствора Ср = 35 % от массы цемента (т. е. ~ 1,05 % по сухому веществу).

Таблица 4

Прочность на сжатие образцов высокопрочного бетона в зависимости от состава и условий твердения

№ состава бетона по таблице 3	(В/Ц)б; марка по подвижности	Условия изготовления	Прочность на сжатие, МПа в возрасте				
			1 сут.	3 сут.	7 сут.	28 сут.	90 сут.
1 (10%МК)	0,223; П1	НВУ	49,5	76,2	82,2	105,2	107,6
2 (1%УДК)	0,263; П1		47,7	76,1	82,1	101,7	105,0
1 (10%МК)	0,258; П2		41,7	77,2	87,2	107,0	108,7
2 (1%УДК)	0,282; П2		44,4	81,7	93,4	107,9	109,7
1 (10%МК)	0,258; П2	нагрев среды до t = 45°C	49,2	77,8	83,1	100,0	102,4
2 (1%УДМ)	0,282; П2		50,3	79,2	84,7	101,9	103,4

Анализ полученных данных позволяет сделать вывод о практическом равенстве прочности бетона в проектном (и более позднем) возрасте при использовании обоих вариантов аморфного микрокремнезема. Это же относится и к кинетике ее роста, т. е. к темпу твердения бетона. Существенно также то, что при меньшей на порядок дозировке УДМК (при соблюдении условия равноподвижности бетонных смесей и более высоком значении водоцементного отношения бетона с ним) «паритет» и темпа роста, и уровня его прочности сохраняется. Это свидетельствует о более высокой эффективности влияния вещества УДМК на процессы его взаимодействия с продуктами гидролиза–гидратации цемента, следствием которых является рост плотности структуры цементного камня, как основы прочности его и бетона в целом. Одновременно результаты экспериментов подтверждают возможность замены традиционного микрокремнезема, в дозировке 10 % от массы цемента, на ультракремнезем, в дозировке 1 % от МЦ, без снижения темпа твердения и уровня прочности высокопрочного бетона при твердении в нормально-влажностных условиях и с низкотемпературным нагревом во все сроки в период до 90 суток. С учетом того обстоятельства, что УДМК может быть введен в бетонную смесь на стадии ее приготовления в виде дисперсионной комплексной полифункциональной добавки, такая замена обеспечивает существенное упрощение технологии приготовления бетона, по сравнению с существующей технологией с использованием традиционного микрокремнезема.

Заключение. Экспериментально подтверждена (с позиции темпа роста и уровня прочности) эффективность введения в тяжелый конструкционный (мелкозернистый и высокопрочный с крупным заполнителем) бетон разновидности аморфного кремнезема – ультрадисперсного микрокремнезема, характеризующегося повышенной удельной поверхностью ($S_{уд} \sim 350 \text{ м}^2/\text{г}$).

Подтверждена возможность замены в высокопрочном бетоне «традиционного» микрокремнезема на ультрадисперсный микрокремнезем с десятикратным уменьшением дозировки ($\sim 1 \%$ от МЦ), при обеспечении равной прочности бетона, твердеющего в нормальных температурных условиях и с кратковременным разогревом до 30–40°C.

Показана возможность использования УДМК в составе комплексной полифункциональной добавки, исследования по разработке

которой с целью использования в литых бетонных смесях, включая высокопрочный бетон, завершаются и будут представлены в последующих публикациях.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Батяновский, Э.И. Особенности технологии бетона прочностью 100–150 МПа с углеродными наноматериалами / Э.И. Батяновский, В.Д. Якимович, П.В. Рябчиков // *Строительная наука и техника*. – 2012. – № 2. – С. 59–67
2. Батяновский, Э.И. Особенности технологии высокопрочного бетона на отечественных материалах, включая наноуглеродные добавки / Э.И. Батяновский, В.Д. Якимович, П.В. Рябчиков // *Сборник научных трудов «Проблемы современного бетона и железобетона»*. Выпуск 3: в 2 т. – Минск, РУП «БелНИИС», 2011. – Т. 2. – С. 53–68.
3. Ратинов В.Б., Розенберг Т.И. *Добавки в бетон*. – М.: Стройиздат, 1989. – 188 с.
4. Ma, J. Ultra High Performance Self Compacting Concrete/ j.Ma, j.Dietz // *LACER* № 7. 2002.
5. Вавржин Ф., Крмча Р. *Химические добавки в строительстве*. – М.: Стройиздат, 1964. – 288 с.
6. Чернышов Е.М. Модифицирование структуры цементного камня микро- и наноразмерным и частицами кремнезема (вопросы теории и приложения)/ Е.М. Чернышов, Д.Н. Коротких // *Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века*. № 5. – 2008. – С. 30–32.
7. Каприелов, С.С. Общие закономерности формирования структуры цементного камня и бетона с добавкой ультрадисперсных материалов. // *Бетон и железобетон*. – 1995. – № 4. – С. 16–20.

КИНЕТИКА ТВЕРДЕНИЯ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ С ПРОТИВОМОРОЗНЫМИ ДОБАВКАМИ

ГУЩИН С. В., ДРОЗД А. А., БАБИЦКИЙ В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Применение химических добавок в практике ведения бетонных работ при отрицательных температурах – удобный и экономичный метод. Гамма используемых противоморозных добавок весьма широка и с каждым годом растет. В различных проспектах, статьях, на симпозиумах и совещаниях рекламируются многочисленные новые добавки, характеристики которых практически не изучены. Оценка эффективности противоморозных добавок производится в соответствии с требованиями СТБ 1112–98 «Добавки для бетонов. Общие технические условия» по набору прочности бетона, твердевшего при отрицательной температуре в течение 28 суток. К сожалению, процесс испытания весьма длителен и не дает исчерпывающей информации о процессах структурообразования бетона. В связи с этим настоятельно необходима разработка оперативной и доступной для строительных организаций методики определения эффективности противоморозных добавок для бетона.

В процессе твердения цементного камня происходит образование продуктов гидратации цемента. Интенсивность гидратационных процессов (α , следовательно, и прочность бетона) определяется количеством «связанной воды». Значит, можно отказаться от прямого определения прочности бетона, ограничившись количественной оценкой количества «связанной воды» на ранних стадиях твердения цементного камня. Но как установить содержание воды в продуктах гидратации цемента, если исключить традиционную высокотемпературную обработку цементного камня, вносящую трудно учитываемое воздействие? Если же принять, что в процессе замораживания образцов цементного камня (или бетона) общее содержание воды не изменяется, то по кинетике изменения «свободной воды» можно рассчитать и количество «связанной». На наш

взгляд, для определения количества «свободной воды» можно воспользоваться таким доступным и эффективным технологическим приемом, как вакуумирование бетона. И тогда можно предложить следующую методику.

Приготавливают цементное тесто, укладывают его в формы, представляющие собой пластмассовые контейнеры диаметром 100 мм и высотой 20 мм, на высоту 5 мм, затем уплотняют в зависимости от его консистенции встряхиванием, постукиванием или кратковременным виброуплотнением на встряхивающем столике. Контейнеры закрывают крышками (во избежание испарения воды) и помещают в морозильную камеру с заранее выставленной требуемой температурой. По истечении трех суток, контейнеры извлекают из морозильной камеры, снимают крышку и, предварительно взвесив, помещают в вакуумный шкаф. С помощью вакуумного насоса в вакуумном шкафу создается разрежение. Через определенные промежутки времени контейнеры с цементным тестом извлекаются и взвешиваются, что позволяет определять количество «свободной воды» и рассчитывать содержание «связанной».

Для апробации данной методики нами были проведены следующие эксперименты. Было изготовлено четыре состава цементного теста с одинаковым водоцементным отношением, равным 0,3. Один состав являлся контрольным, в состав других входили общеизвестные противоморозные добавки, такие как, формиат натрия (ФН), нитрат кальция (НК), хлорид натрия (ХН) и хлорид кальция (ХК). Образцы были помещены в морозильную камеру с температурой минус 7 °С. По истечении трех суток, контейнеры взвешивали и помещали в вакуумный шкаф. Образцы извлекали из вакуумного шкафа через 120, 180, 210, 230 и 240 минут от момента их первоначального помещения в шкаф и взвешивали. Полученные результаты представлены на рис. 1.

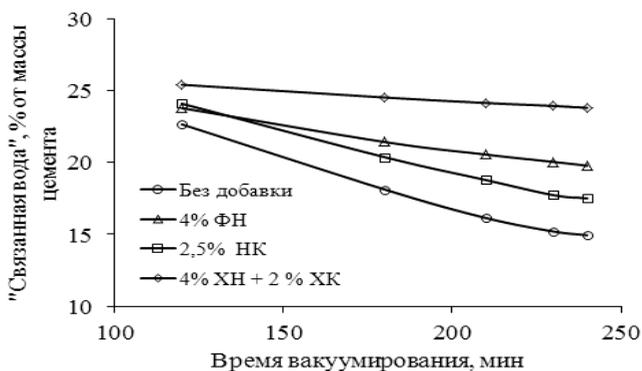


Рис. 1. Зависимость содержания «связанной воды» в твердеющем цементном камне от времени вакуумирования образцов

Анализ данных показывает, что наиболее эффективна (из исследованных) комплексная добавка ХН+ХК. Эффективность добавок ФН и НК несколько менее. Цементный камень без добавок характеризуется минимальным содержанием «связанной воды». Если предполагать, что содержание «связанной воды» прямо определяет прочность цементного камня (бетона), то полученные результаты соответствуют имеющимся в литературе данным.

Таким образом, полученные зависимости показали, на наш взгляд, действенность предложенной (и, естественно, требующей доработки) методики определения потери содержания воды в цементном камне, твердевшем при отрицательных температурах, после его оттаивания. Определение указанной характеристики является одной из ступеней для разработки экспресс-метода оценки эффективности противоморозных добавок, что, в свою очередь, открывает и возможность разработки оригинальной методики проектирования состава бетона.

ГАРМОНИЗАЦИЯ НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКИХ ТРЕБОВАНИЙ К СУЛЬФАТОСТОЙКИМ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТАМ

ДЗАБИЕВА Л. Б., КОВАЛЬЧУК К. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Гармонизация с европейскими нормами стандартов по цементам, необходимая для устранения барьеров в торговле между странами системы всемирной торговой организации, осуществляется в два этапа. На первом этапе разработаны гармонизированные стандарты ГОСТ 31108 на общестроительные цементы, ГОСТ 30744 на методы испытаний и ГОСТ 30515 «Цементы. Общие технические условия», предусматривающий общую классификацию цементов, общие технические требования ко всем цементам, общие термины и определения, порядок проведения контрольных испытаний и т. д.

Второй этап предусматривает соответствующую переработку стандартов на специальные цементы: сульфатостойкий, дорожный, для асбестоцементных изделий, декоративные цементы и т. д.

Эта работа осуществляется фирмой «Цемискон», которой, в частности, разработан гармонизированный с ЕС стандарт на сульфатостойкий портландцемент ГОСТ 22266–2013. Последний введен в действие с 1 января 2015 взамен действовавшего ранее ГОСТ 22266–94. Ниже рассматриваются вопросы основных положений, введенных в гармонизированный стандарт в отличие от ранее действовавшего, и их соответствие общепринятым в мировой системе, включающей стандарты ведущих стран с развитой цементной промышленностью.

В ранее действовавшем стандарте [1] предусматривался выпуск четырех типов сульфатостойких цементов: сульфатостойкий портландцемент без добавок, сульфатостойкий портландцемент с минеральными добавками, сульфатостойкий шлако-портландцемент и пуццолановый цемент. В зарубежной практике общепринято деление сульфатостойких цементов на два типа – высокосульфатостойкие и

умеренно сульфатостойкие [3]. Гармонизированный стандарт [2] предусматривает три наименования сульфатостойких цементов: бездобавочный, с минеральными добавками и сульфатостойкий шлакопортландцемент. В новом стандарте приняты при этом и новые обозначения типов сульфатостойких цементов в зависимости от их вещественного состава. Если ранее предусматривалась только одна марка бездобавочного сульфатостойкого цемента – ССПЦ 400-Д0, то по новой версии стандарта сульфатостойкий цемент без минеральных добавок обозначается как тип ЦЕМ I СС, но при этом может производиться с двумя классами по прочности (32,5 и 42,5) и двумя подклассами по скорости твердения – нормальнотвердеющий (Н) и быстротвердеющий (Б).

Проанализируем требования гармонизированного стандарта к минералогическому составу сульфатостойкого цемента без минеральных добавок с требованиями зарубежных стандартов. По [2] содержание C_3A в клинкере ограничивается 3,5 %, тогда как в [1] это было 5 %. Другими словами, существенно ограничивается содержание именно того минерала, который в агрессивной сульфатной среде образует трехсульфатную форму гидросульфаломината кальция (ГСАК), минералогическое название которого «эттрингит». Последний формируется с увеличением объема вступающих в реакцию веществ в 2,8–4,6 раза, что и приводит к деструкции цементного камня и разрушению бетонного сооружения. Поэтому строители и называют эттрингит «цементной бациллой».

Образованию эттрингита способствует повышенная щелочность жидкой фазы в цементном камне, которая формируется при гидролизе и гидратации основного минерала клинкера – алита $3CaOSiO_2$ (C_3S). В [1] его содержание в клинкере не должно было превышать 50 %. В гармонизированном стандарте [2] это ограничение снято, и содержание алита не нормируется. Предполагается, что при столь жестком ограничении содержания C_3A отмена верхнего предела по C_3S не будет заметно отражаться на коррозионной стойкости цемента. Этим же объясняется, очевидно, и отмена ограниченной суммы $C_3A + C_4AF$, которая ранее составляла 22 %.

Ограничение в [2] содержания $Na_2O + K_2O$, поступающих в сырьевую смесь с глинистым компонентом, вызвано их потенциальным взаимодействием с аморфным кремнеземом заполнителей (опал, халцедон) в бетонах, следствием которого может быть чрезмерное

расширение и даже разрушение бетона, а также снижение его морозостойкости и образование высолов на бетонных изделиях.

Очевидно, такая либерализация в отношении содержания C_3S и суммы $C_3A + C_4AF$ базируется на анализе требований стандартов ведущих зарубежных стран, которые иллюстрируются табл. 1.

Производство клинкеров со столь жестким ограничением C_3A технологически легче достигается при замене глинистых компонентов сырьевой смеси на кремнеземистые породы – диатомит, трепел, опока. Если же сырьевая база производителя такой замены не позволяет, то содержание C_3A в клинкере можно снизить до нужных значений за счет повышения коэффициента насыщения сырьевой смеси и снижения величины ее глиноземистого модуля.

$$KH = \frac{CaO - (1,65Al_2O_3 + 0,35Fe_2O_3)}{2,8SiO_2}; \quad GM = \frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3}$$

При этом необходимо учитывать, что повышение величины KH всегда влечет за собой увеличение содержания в клинкере минерала алита C_3S . Это означает, что в тандеме минералов-силикатов клинкера увеличение доли алита C_3S произойдет за счет уменьшения доли белита C_2S – минерала, обладающего наименьшей из всех минералов клинкера экзотермичностью при гидратации. И хотя [2] отменяет ограничение по C_3S , такое смещение соотношения минералов-силикатов может сказаться на экзотермичности сульфатостойких цементов.

В свое время сульфатостойкие цементы заменили т.н. низкотермичные цементы или цементы с умеренной экзотермией, рекомендовавшиеся для возведения массивных сооружений, именно благодаря требованиям [1] по ограничению содержания C_3S , как высокоэкзотермичного минерала, не более 50 %. Если же, после отмены в [2] ограничения по C_3S , его содержание существенно превысит указанное значение, это приведет к увеличению экзотермичности цемента. В таком случае, необходимо будет предусматривать специальные меры для предотвращения трещинообразования при бетонировании на таких цементах массивных сооружений.

Таблица 1

Сравнительные требования к высокосульфатостойким цементам без минеральных добавок в отечественных и зарубежных стандартах (% от массы клинкера, не более)

Показатель	Россия и СНГ ГОСТ 22266–2013	США ASTM Тип V	Великобритания BS 4027	Германия DIN 1164 ч.10	Китай GB 748
Содержание C ₃ A	3,5	5	3,5	3,0	3,0
Содержание C ₃ S	Не нормируется				50
Al ₂ O ₃	5	Не нормируется		5	Не нормируется
MgO	5	6	5	5	5
Щелочных оксидов R ₂ O (в пересчете на Na ₂ O)	0,6	–			
Содержание добавок (% от массы цемента): пластифицирующих	0,5	–			
гидрофобизирующих	0,3	–			
Удельная поверхность, м ² /кг, не менее	250	280	250	220	280

Поскольку в себестоимости бездобавочных цементов велика доля теплоэнергетических ресурсов (доходит до 75–80 %), экономически целесообразно, по возможности, использовать сульфатостойкие цементы с минеральными добавками и сульфатостойкие шлакопортландцементы, которые соответствуют умеренно сульфатостойким цементам зарубежных производителей [3].

Для этого случая требования отечественного и зарубежных стандартов по основным позициям сопоставляются ниже.

По минералогическому составу клинкера: C_3A не более 5 %, $C_3A + C_4AF$ не нормируется [2], хотя в [1] эта сумма ограничивалась пределом 22 %, Al_2O_3 не более 5 %, MgO не более 5 %, щелочных оксидов R_2O (в пересчете на Na_2O) не более 0,6 %. Вещественный состав портландцемента предусматривает использование в качестве активных минеральных добавок шлака, пуццоланы, микрокремнезема как по отдельности, так и в виде композиционной добавки.

Стандарты США для умеренно сульфатостойких цементов содержание C_3A не нормируют, стандарты Китая ограничивают 5 %, т. е. аналогично [2]. Что касается требований по C_3S , то здесь США не нормируют, а Китай ограничивает его содержание не более 55 %. По содержанию Al_2O_3 и MgO требования аналогичны [2].

Таким образом, после введения в нормативно-правовую практику цементного производства стандарта [2] технические показатели сульфатостойких портландцементов гармонизированы с нормативными требованиями зарубежных производителей для обоих видов цементов – высоко- и умеренно сульфатостойких.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Цементы сульфатостойкие. Технические условия: ГОСТ 22266–94.
2. Цементы сульфатостойкие. Технические условия: ГОСТ 22266–2013
3. Энтин, З.Б. О разработке новых стандартов на цементы. Цемент и его применение. – 2011. – № 6 – С. 34–37

**ОСОБЕННОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОДЕРЖАНИЯ
АЗОТСОДЕРЖАЩИХ СОЕДИНЕНИЙ
ПОТЕНЦИОМЕТРИЧЕСКИМ МЕТОДОМ В ДОБАВКАХ
ДЛЯ БЕТОНОВ СОГЛАСНО МЕТОДИКЕ СТБ 1112–98
(ИЗМЕНЕНИЕ № 1 ДАТА ВВЕДЕНИЯ 01.10.2016)**

КАЛЫСКА А. О., ДРОЗД А. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В связи с выявлением случаев выделения аммиака из бетона в готовые помещения стали разрабатываться способы их предотвращения. Так, с изменением № 1 в СТБ 1112–98 [1] появились требования по ограничению содержания азотсодержащих соединений в добавках для бетонов. Вместе с требованиями в стандарт была введена методика определения содержания азотсодержащих соединений потенциометрическим методом (далее – методика). Настоящая работа проводилась в процессе аккредитации НИИЛ БиСМ на работу по методике. При подготовке и апробации методики были выявлены некоторые особенности, которые описаны далее.

Первое, что хотелось бы отметить, это описание применяемых в методике средств измерений (СИ). Ряд вопросов по ним можно было бы снять, добавив примечание о допустимости применения других СИ, обеспечивающих необходимую точность. Примеры:

1) В методике (п. 9.10.2 [1]) однозначная привязка к конкретным СИ: прописаны модели иономера (И160-МП), аммоний-селективного электрода (ЭКОМ-NH₄) и хлорсеребряного электрода ЭВЛ-1М2.1.

Стоило бы, на наш взгляд, указать характеристики необходимых средств измерений, а указанные модели можно было привести в качестве примера. В лабораториях уже используются различные модели подобных СИ, и при такой формулировке сразу возникает вопрос о необходимости и целесообразности их замены. Так, например, производитель указанного аммоний-селективного электрода может предложить ряд моделей иономеров и хлорсеребряных электродов. Более того, во время апробации методики в реестре СИ

Республики Беларусь можно было найти различные модели иономеров. Прописывание же в методике определенной модели необоснованно сужает выбор при необходимости оснастить организацию СИ для данной методики.

2) По п. 9.10.3.2 [1]. Указан вид применяемого стакана. Здесь же не указано чем или с какой точностью отмерять первично добавляемые 50 мл воды.

В данном случае нет необходимости строго привязываться к виду стакана. А при отмеривании воды, напротив, прописать больше определенности. При этом, т. к. далее вода будет снова добавляться, точность измерения первых 50 мл может быть небольшая (± 1 мл) с допущением применения весов с точностью ± 1 г

3) По п. 9.10.5 [1]. Так же указан вид применяемого стакана

4) По п. 9.10.6 [1]. Указано, что необходимо применять именно стеклянный ртутный термометр, но не указано с какой точностью необходимо измерять температуру.

В целом, можно сказать, что рассматриваемая методика основана на методике, прилагаемой к электроду ЭКОМ-NH₄ [4] с некоторыми изменениями. В частности, корректировка рН исследуемой пробы проводится для приведения ее в допустимый для электрода ЭКОМ-NH₄ диапазон (п. 9.10.6 [1]). При этом, не описаны действия в случае невозможности приведения рН в необходимый диапазон указанным способом. В случае возникновения такой ситуации следует сделать вывод о невозможности проведения измерений по данной методике либо предусмотреть возможность разбавления пробы с последующим пересчетом. Здесь же необходимо отметить, что в методике ничего не сказано о СИ для определения рН исследуемой пробы и точности ее измерения.

Перечисленные особенности, в большей части, несложно устранить и их можно отнести скорее к недочетам. Сюда же можно отнести и то, что п. 9.10.7 [1] есть формула проверки условия приемлемости полученных результатов, при невыполнении которого действия не описаны (т. е. при результате более 8 %).

При проведении измерений и оценке их результатов возникает ряд вопросов, которые, на наш взгляд, более существенны.

Электрод ЭКОМ-NH₄ предназначен для измерения активности (концентрации) ионов аммония в водных растворах, не образующих нерастворимые пленки или осадки на поверхности мембраны [2].

Основная часть применяемых сегодня добавок для бетонов являются водорастворимыми. Однако, в современных добавках применяются и полимеры, которые могут подпадать под это ограничение из-за возможности повреждения электрода. Например, в работе [3] авторы исключили одну из добавок при измерениях электродом ЭКОМ-NH₄ в связи с тем, что в ней содержатся органические соединения (полимеры), которые могут вывести его из строя. Более того, далеко не всегда есть возможность узнать состав добавки в достаточной степени, чтобы не повредить электрод при работе с ней. Как быть в таких случаях вопрос открытый.

Далее, как упоминалось выше, методика СТБ [1] основана на методике выполнения измерений, прилагаемой к электроду ЭКОМ-NH₄, которая предназначена для определения массовой концентрации ионов аммония в воде и водных растворах с получением на выходе объемной концентрации ионов аммония в исследуемой жидкости. Однако, добавки для бетонов могут поставляться как в сухом виде, так и в виде растворов. При этом рабочие растворы некоторых добавок можно готовить, растворяя сухую добавку в воде или разбавляя раствор товарной концентрации. А некоторые поставляются только в виде раствора рабочей концентрации. В методике введен раздел (п. 9.10.3.2) подготовки аналитического раствора путем растворения 2 г добавки в дистиллированной воде. И далее, с полученным таким образом раствором, проводятся измерения так же, как и по методике, прилагаемой к электроду. В конце, после получения объемной концентрации в методике СТБ, проводится пересчет объемной концентрации в массовую в мг ионов аммония на 1 кг добавки. Требования по содержанию азотсодержащих веществ в так же представлены в мг ионов аммония на 1 кг добавки.

Когда добавка поставляется в виде сухого вещества никаких вопросов на данном этапе не возникает. В случае же жидких добавок нет определенности. При получения граничных значений по данному показателю, производитель может снизить товарную концентрацию, а необходимую дозировку соответственно увеличить. В бетоне при этом расход добавки останется прежним, а рассматриваемый показатель будет приведен в норму. Поэтому, когда это возможно, необходимо предусмотреть пересчет на сухое вещество. Лучше, если это сделать на стадии приготовления аналитического раствора,

определив сухой остаток, чтобы не пришлось определять плотность раствора добавки. Однако не для всех добавок можно корректно определить сухой остаток, поэтому в таких случаях вопрос остается.

В методике ничего не сказано о мешающих ионах при работе с предлагаемым электродом. Однако и в паспорте [2] к данному электроду и в методике к нему [4] перечислены мешающие его работе ионы и соотношение их количества с количеством определяемых ионов в исследуемой пробе. И указано, что сначала следует определить количество мешающих ионов любым общеизвестным методом (например, спектрофотометрическим) (п.п. 1.4, 9.2 [4]). При этом общеизвестные методы, которыми в [4] предлагается определять количество мешающих ионов дают абсолютное их количество, а не соотношение с искомыми в пробе ионами. Получается «замкнутый круг», когда для определения возможности работы с электродом необходимо знать и концентрацию искомым ионов и концентрацию мешающих, а чтобы узнать количество искомым – надо иметь возможность пользоваться электродом. Поэтому должен быть дан алгоритм действий. Например, сначала определение количества мешающих ионов, затем определение искомым ионов, несмотря на полученное значение количества мешающих. После этого, если соотношение полученных значений выходит за определенные рамки – давать заключение о невозможности использования данного метода (электрода) при исследовании анализируемой добавки.

Мешающими в [2] указаны ионы натрия, водорода, лития, кальция и калия. Они могут присутствовать в значительных количествах в добавках, определение их в интенсивно окрашенных растворах добавок может вызвать сложности. Поэтому вопрос о мешающих ионах так же остается актуальным.

Вопрос о применяемом электроде. Итоговая формула в методике для определения массовой концентрации ионов аммония X в мг/кг:

$$X = \frac{C \cdot 3,60810^6}{m},$$

где C – молярная концентрация ионов аммония в анализируемой пробе (подготовленной согласно этой же методике), моль/л;

m – масса навески взятой для анализа добавки, г.

Подставив сюда установленную норму $X = 100$ мг/кг (согласно Изменению № 1 СТБ 1112–98) и массу навески 2 г [1], найдем C :

$$C = \frac{X \cdot m}{3,60810^6} = \frac{1002}{3,60810^6} = 5,54 \cdot 10^{-5} \text{ моль/л или } p\text{NH}_4 = 4,26.$$

А это есть практически нижний предел диапазона измерения электрода «ЭКОМ-NH₄» (рабочий диапазон по паспорту 4,3-1 pNH₄). При таких обстоятельствах повышается риск ошибки. Это означает, что небольшие колебания в получаемых показаниях могут приводить к противоположным выводам – то отбраковывая годную (относительно предлагаемой нормы) добавку, то пропуская негодную. К слову, в методике, прилагаемой к электроду, заявлены границы относительной погрешности результатов 10 %. Более того, сравнивать уложившиеся в норму добавки между собой при этом нельзя, потому что результаты необходимо будет констатировать как «ниже предела измерения электрода». В данном случае можно попытаться применить электрод с меньшим значением нижнего диапазона измерения.

На рис. 1 приведен полученный калибровочный график для электрода ЭКОМ-NH₄. Близкий по значениям график был получен и в работе [3]. Из него видно, что в нижнем диапазоне измерений проявляется еще и существенное отклонение от направления линейной части графика в средней части рабочего диапазона. Это приводит к тому, что результирующий график, по которому будут производиться измерения исследуемых образцов, завышает получаемые значения как раз в зоне нижнего диапазона измерений.

Здесь же стоит отметить, что при построении калибровочного графика крутизна градуировочной характеристики не получалась соответствующей паспортной (56 ± 6) мВ/pNH₄ (это видно и в [3]). Электрод ЭКОМ-NH₄ подлежит только первичной проверке у изготовителя (периодической проверке не подлежит). Это означает, что, в случае возникновения сомнений в его исправности (даже если он новый), повышается вероятность длительных перерывов в работе, так как на территории Республики Беларусь такой электрод не производится.

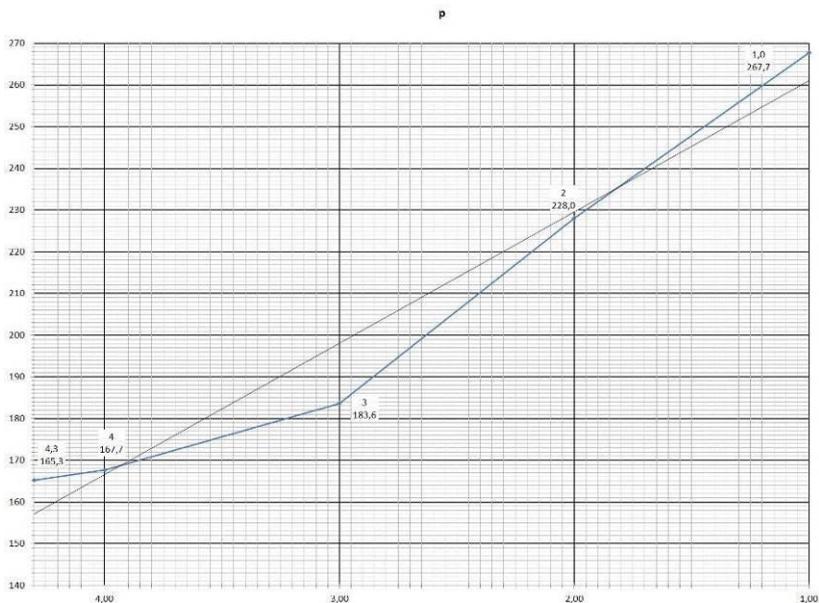


Рис. 1. Калибровочный график для электрода «ЭКОМ-NH₄»

Для примера приведем полученные нами при измерении по методике значения содержания ионов аммония для двух добавок, растворы которых будут содержать ионы мешающих металлов: СН (сульфат натрия) – 566 мг/кг, НК (нитрат калия) – 2095 мг/кг. При этом, согласно паспорту на электрод, в анализируемых растворах не допускается содержание ионов натрия в концентрациях, превышающих концентрацию ионов аммония более, чем в 300 раз. А присутствие ионов калия мешает определению уже при равных соотношениях с ионами аммония [2]. Поэтому правильность полученных значений в приведенном примере сомнительна.

Закключение. Представленные особенности методики определения содержания азотсодержащих соединений в добавках для бетона [1], по нашему мнению, не позволяют достоверно проводить измерения и выполнять требования изменения № 1 СТБ 1182–98. Основными причинами этому является необходимость определения наличия мешающих ионов и оценки их влияния на результаты, необходимость работы на границе рабочего диапазона электрода и неопределенность при исследовании жидких добавок.

Нет ясности так же и в значении нормы содержания ионов аммония в 100 мг/кг. А именно, каким образом такое содержание связано с ПДК по содержанию аммиака в воздухе помещений? Дозировки добавок в бетоне различаются более, чем на порядок, а норма установлена одна. Влиять на возможность миграции аммиака из бетона, а так же на интенсивность такой гипотетически возможной миграции могут условия твердения (например, различные способы интенсивной тепловой обработки), состав бетонной смеси. Можно предположить, что даже при наличии азотсодержащих соединений в добавке, применение ее в комплексе с другими существующими или специально разработанными добавками не будет вызывать появление аммиака в помещениях.

Учитывая выше сказанное, следует разработать методику измерения в пробах готовой бетонной смеси или заранее исследовать образцы бетона запланированного состава. Тем более, что работы в этом направлении уже проводились в УО «БрГТУ» [6] и РУП «Институт НИИСМ» [5] с разработкой, среди прочего, рекомендаций по определению безопасного содержания аммиака в бетоне.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Добавки для бетонов. Общие технические условия (изменение №1, дата введения 01.10.2016): СТБ 1112–98.
2. Паспорт КДЦТ.418422.002-16ПС Электрод ионоселективный «ЭКОМ-NH₄».
3. Халецкая К. В. Аммиак и его соединения в железобетонных изделиях: обзор аналитических методик и результаты потенциометрического и фотометрического определения / К. В. Халецкая, Н. П. Яловая, Ю. С. Яловая // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F «Прикладные науки. Строительство». – 2015. – № 8. – С. 88–96.
4. Методика выполнения измерений массовой концентрации ионов аммония в воде и водных растворах потенциометрическим методом с помощью ионоселективных электродов «ЭКОМ-NH₄».
5. Реестр научно-исследовательских, опытно-конструкторских и опытно-технологических работ, зарегистрированных в 2014 г / под ред. А. Г. Шумилина. – Минск. ГУ «БелИСА», 2015. – 278 с.

6. Реестр научно-исследовательских, опытно-конструкторских и опытно-технологических работ, зарегистрированных в 2015 г / под ред. А. Г. Шумилина. – Минск. ГУ «БелИСА», 2016. – 170 с.

УДК 691:620.1

КИНЕТИКА ТВЕРДЕНИЯ БЕТОНА С ДОБАВКОЙ «УКД-1» В ЗИМНИХ УСЛОВИЯХ ТВЕРДЕНИЯ РАБОТ

¹МАРКО О. Ю., ²БАТЯНОВСКИЙ Э. И.

¹Белорусско-Российский университет
Могилев, Беларусь

²Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Добавка «УКД-1» – новый вариант комплексной добавки в бетон, отличающийся тем, что кроме ускоряющего и пластифицирующего компонентов содержит в своем составе тонкодисперсный структурированный углеродный наноматериал. В настоящих исследованиях решалась задача оценки эффективности ее применения в монолитном бетоне, твердеющем по методу «горячего» термоса при пониженной положительной (+5 °С; 0 °С) и отрицательной температуре наружного воздуха (–5 °С; –10 °С; –20 °С). Эксперименты проводили на образцах базового (кубы с ребром 150 мм) размера при различающихся коэффициентах теплопередачи форм ($K_T \sim 0,6\text{--}3,5 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$), при $V_B = 0$, м/с). Режимы твердения включали электродный разогрев до температуры 30 °С; 40 °С; 50 °С и последующее термостатирование без подвода энергии (основной режим) и с кратковременной изотермией (1–4 ч) в ряде случаев.

Результаты экспериментов свидетельствуют о высокой степени эффективности добавки «УКД-1» с позиций ускорения темпа роста прочности бетона при одновременном снижении энергетических затрат на его прогрев. Последнее обеспечивается тем, что для набора прочности бетона в 70–80 % от проектного значения достаточно разогрева его до $t \sim 40\text{--}50 \text{ °С}$ с последующим твердением по методу «термоса» в течение 18–24 ч, в основном в зависимости от типа

(коэффициента теплопередачи) опалубки при температуре наружного воздуха до $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Методика и результаты исследований. Методика исследований кинетики роста прочности тяжелого конструкционного бетона с начальным разогревом базировалась на принципах малоэнергометодической технологии для изготовления сборных изделий [1–6].

Отличительной особенностью (которую было необходимо экспериментально проверить) монолитного бетонирования с использованием прогрева бетона является то, что теплота подводится (наиболее широко применяемым электродным прогревом, обогревом греющими проводами, либо индукционным методом) к бетону «изнутри», а не извне, как при тепловых обработках сборных изделий. То есть, в этом случае тепловой поток распространяется непосредственно в «теле» (объеме) бетона, без перепада температур между теплоносителем и бетоном (бортоснасткой), как это имеет место в заводском производстве. В этом случае контроль температурного режима разогрева и последующего твердения бетона в разных внешних условиях (материал форм (опалубок), степень теплоизоляции, температура наружного воздуха и др.) осуществляли по изменению ее значений в объеме бетона. Одновременно (естественно – дискретно) оценивали изменения прочности (на сжатие) контрольных образцов бетона.

Добавку «УКД–1» вводили в бетон в наиболее рациональном количестве – 1 % от МЦ [7]; уровень температуры разогрева (и последующего прогрева – при необходимости) бетона соответствовал практикуемому в строительстве: $30\text{--}50\text{ }^{\circ}\text{C}$; принят плавный подъем температуры при разогреве бетона со скоростью $\sim 10\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{час}$.

Разогрев бетона осуществляли электродным методом при сквозном прогреве перед установкой форм в камеру твердения. Для этого во всех формах две противоположные стенки имели два металлических пластинчатых электрода (стальная пластина толщиной 2 мм) с выходом в виде стержней $\varnothing 6$ мм, выступавших из сверлений в крышке форм (№ 1), либо из ее теплоизоляции и служивших для подключения проводов подводки электрического тока с помощью быстроразъемных медных зажимов.

Электроток подводили от понижающего трансформатора, используя две фазы. Напряжение составляло $U = 36$ В, сила тока – $I \sim 100$ А. Уровень напряжения принят по условиям безопасного

ведения работ на основании расчета необходимой удельной мощности на подъеме температуры и мощности, обеспечиваемой при данном напряжении принятой схемой компоновки пластинчатых электродов, т. е. для расстояния между ними $\epsilon = 0,15$ м, $P_{уд} = 7,2$ кВт/м³. В табл. 1 приведены полученные расчетные значения $P_{под}$, $P_{бет}$, $P_{оп}$, $P_{атм}$ и $P_{экз}$, соответственно: требуемая суммарная мощность для подъема температуры; мощность для подъема температуры бетона; опалубки (с крышкой); восполнения теплотерь в атмосферу (в нашем случае разогрев вели в помещении при $t_{не} \sim 18-20^\circ\text{C}$) и усредненная мощность: $P_{экз} \sim 0,8$ кВт/м³, соответствующая тепловыделению цемента и учитываемая со знаком минус.

Таблица 1

Значения мощности для разогрева в расчете на 1 м³ бетона

Температура разогрева бетона, °С	Вид формы	Расчетные значения мощности на стадии разогрева бетона, кВт/м ³				
		$P_{бет}$	$P_{оп}$	$P_{атм}$	$P_{экз}$	$P_{под}$
30	Доска, 25 мм	0,7	2,45	0,975	-0,8	4,125
	Фанера, 12 мм		1,366	0,24		2,306
40	Доска, 25 мм	0,7	2,45	1,95	-0,8	4,7
	Фанера, 12 мм		1,366	0,46		2,526
50	Доска, 25 мм	0,7	2,45	2,926	-0,8	6,076
	Фанера, 12 мм		1,366	0,72		2,786

Приведенные данные получены для разогрева бетона в формах из деревянной доски 25 мм, расчетная средняя плотность 700 кг/м³, теплоемкость $C_y \sim 2,52$ кДж/(кг · °С), без утепления ($K_T \sim 2,44$ Вт/(м² · °С)) и для форм из фанеры 12 мм, расчетная средняя плотность 600 кг/м³, теплоемкость $C_f \sim 2,52$ кДж/(кг · °С) ($K_T \sim 2,98$ Вт/(м² · °С)) и с утеплением слоем в 60 мм минеральной ваты ($K_T \sim 0,6$ Вт/(м² · °С)) до температуры 30–50°С при начальной температуре бетонной смеси $\sim 15^\circ\text{C}$ и температуре воздуха в помещении лаборатории $\sim 18-20^\circ\text{C}$. Во всех случаях удельная мощность превышает мощность, требуемую на стадии подъема температуры бетона, т. е. соблюдается условие: $P_{под} \leq P_{уд}$.

На начальной стадии экспериментов с целью контроля в последующем темпа роста температуры, отследили ее изменение в геометрическом центре образцов (150×150×150 мм) с помощью датчиков-термопар, зафиксированных в «теле» бетона. В результате в дальнейшем бетон в образцах разогревали при периодическом включении подачи тока через 10 мин на 5–10 мин. В целом разогрев бетона до температуры 30, 40 и 50 °С осуществляли за 1,5, 2,5 и 3,5 часа соответственно. Одновременно на разогреве находилось до 12 форм с образцами.

Разогретые образцы в формах с крышками (конструктивно они соответствовали конструкции стенок), хранили в неотапливаемом помещении (для $t_{нв} \sim 5$ °С и 0 °С) либо помещали в морозильную камеру, отрегулированную на заданный уровень температуры в –5, –10 и –20 °С. После выдержки в этих условиях расчетный период твердения на образцах с датчиками-термопарами вначале измеряли температуру бетона к концу режима, а затем всю серию образцов распалубливали и испытывали на сжатие или оставляли дозревать до 28 сут. в нормально-влажностных условиях.

В экспериментах использовали бетон составов, соответствующим классам, приведенным в табл. 2, с добавкой 1 % «УКД-1». Эти составы характеризуются одинаковой консистенцией (ОК ~ 12–14 см), примерно равным содержанием цемента (340–345 кг на 1 м³ бетона). Использовали цементы марок М400 и М500 II группы эффективности (исходя из того, что цементы I группы заведомо обеспечивают результаты не ниже полученных). С другой стороны, бетоны классов по прочности $C^{12/15}$ – $C^{25/30}$ наиболее массово применяют в строительстве. Поэтому информация о кинетике его твердения в зимних условиях имеет основополагающее значение для выработки соответствующих рекомендаций по режимам энергосберегающей технологии ведения бетонных работ.

Твердение бетона по методу «горячего» термоса. Данные, отражающие зависимость кинетики роста прочности бетона с добавкой «УКД-1» при различной температуре начального разогрева, температуре среды твердения, степени теплоизоляции форм и модуля поверхности при твердении образцов в условиях термоса (без дополнительного подвода тепла), приведены в табл. 2. Результаты испытаний в разделах табл. 2 – А, Б, В, Г и Д получены для образцов кубов размерами 150×150×150 мм, твердевших в индивидуальных

формах (модуль поверхности $M_n = 40 \text{ м}^2$), а раздела Е – для бетона из 12 форм, составленных в 2 ряда по высоте и ширине ($M_n \sim 18 \text{ м}^2$), в общем на весь блок из форм № 4 (фанера) теплоизолирующем кожухе. Коэффициент теплопередачи конструкции кожуха: $K_m \approx 0,6 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})$, при $V_g = 0 \text{ м/с}$. Данные по прочности бетона получены как единичные значения серий из 2-х образцов, разница значений которых не превышала 5–7 % от меньшего.

Таблица 2

Кинетика роста прочности бетона с начальным разогревом и твердением в условиях термоса

Температура разогрева бетона, $^\circ\text{С}$	Характеристики бетона		К _т формы, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{С})$ при $V_g = 0 \text{ м/с}$	Прочность бетона в % от $f_{cm, 28}$ после термостатической выдержки, час				Температура бетона образцов через 24 ч твердения
	Класс бетона	Наличие и вид добавки		12	18	24	через 28 суток твердения в камере с НВР*	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
А. Температура наружного воздуха: $t_{на} \sim 5 \text{ }^\circ\text{С}$								
30	$\text{С}^{12/15}$	–	2,44	26	35	42	101	19
	$\text{С}^{12/15}$	«УКД–1»	2,44	42	55	63	104	23
	$\text{С}^{25/30}$	«УКД–1»	2,44	46	53	65	–	–
30	$\text{С}^{12/15}$	–	0,6	27	39	50	101	21
	$\text{С}^{12/15}$	«УКД–1»	0,6	63	72	80	106	29
	$\text{С}^{25/30}$	«УКД–1»	0,6	65	71	82	105	–
50	$\text{С}^{12/15}$	–	2,44	35	45	55	103	24
	$\text{С}^{12/15}$	«УКД–1»	2,44	55	66	74	105	
	$\text{С}^{25/30}$	«УКД–1»	2,44	55	68	77	108	
Б. Температура наружного воздуха: $t_{на} \sim 0 \text{ }^\circ\text{С}$								
30	$\text{С}^{12/15}$	–	2,44	26	33	39	98	15
	$\text{С}^{12/15}$	«УКД–1»	2,44	40	49	56	106	
	$\text{С}^{25/30}$	«УКД–1»	2,44	44	50	61	104	
50	$\text{С}^{12/15}$	–	2,44	34	46	52	103	20
	$\text{С}^{12/15}$	«УКД–1»	2,44	49	65	74	102	
	$\text{С}^{25/30}$	«УКД–1»	2,44	53	66	75	104	

Окончание табл. 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9
В. Температура в камере хранения: -5°C								
30	$\text{C}^{12}/_{15}$	–	0,6	22	31	36	98	18
	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	0,6	48	58	60	110	
40	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	0,6	49	57	62	113	25
	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	0,6	56	64	75	–	
50	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	0,6	57	66	75	–	31
	$\text{C}^{12}/_{15}$	–	0,6	34	49	56	102	
50	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	0,6	72	80	84	106	16
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	0,6	73	81	86	108	
50	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	2,44	40	46	52	100	16
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	2,44	42	46	54	105	
Г. Температура в камере хранения: -10°C								
30	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	0,6	43	52	58	107	15
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	0,6	44	54	61	111	
40	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	0,6	52	63	71	106	22
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	0,6	54	66	70	106	
50	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	0,6	68	76	80	107	28
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	0,6	71	76	82	109	
50	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	2,44	41	44	50	103	15
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	2,44	43	44	51	105	
Д. Температура в камере хранения: -20°C								
30	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	0,6	38	44	50	110	13
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	0,6	39	46	50	110	
40	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	0,6	48	55	63	105	16
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	0,6	50	55	63	110	
50	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	0,6	59	66	73	105	22
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	0,6	60	66	75	108	
50	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	2,44	39	43	47	104	13
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	2,44	41	43	49	109	
Е. Температура в камере хранения: -20°C, модуль поверхности блока образцов $M_{\text{п}} \sim 18 \text{ м}^{-1}$								
30	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	0,6	53	63	65	108	21
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	0,6	54	61	68	109	
50	$\text{C}^{12}/_{15}$	«УКД–1»	0,6	75	84	95	105	37
	$\text{C}^{25}/_{30}$	«УКД–1»	0,6	78	85	98	106	

Примечания: в камере с нормально-влажностным режимом твердения: « $K_{\text{T}} = 2,44$ » – формы из доски $\delta = 25 \text{ мм}$; « $K_{\text{T}} = 2,98$ » – формы из фанеры $\delta = 12 \text{ мм}$; при $K_{\text{T}} \sim 0,6 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$ – блок-форма из фанеры, под общим теплоизолирующим коллаком, а также из фанеры $\delta = 12 \text{ мм}$, утепленная минватой.

Анализ полученных экспериментальных данных позволяет сделать следующие выводы.

Неутепленная опалубка нерациональна к использованию при реализации малоэнергоемкой технологии в зимний период работ. Темп роста прочности бетона резко снижается при отсутствии теплоизоляции и повышении коэффициента теплопередачи опалубки (сравнение при $K_m = 0,6 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ и $K_m = 2,44 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$), из-за увеличения потери тепла в окружающую среду. Вместе с тем и в этом случае прочность бетона с добавками 1 % «УКД-1», разогретого до температуры $50 \text{ }^\circ\text{C}$, через 18–24 ч «термосного» твердения достигает 65–75 % от проектной в диапазоне температуры среды твердения вплоть до $t_{\text{нв}} \sim -5 \dots -20 \text{ }^\circ\text{C}$ при модуле поверхности $M_n \sim 40\text{--}18 \text{ м}^{-1}$ соответственно. То есть, обеспечивается условие не только бездефектной распалубки вертикальных и наклонных элементов зданий и сооружений, но и несущая способность этих конструкций, позволяющая вести дальнейшие работы с их использованием в качестве несущих.

При использовании утепленных типов опалубок, даже при устройстве тонкостенных конструкций с модулем теплоотдающей поверхности до $M_n \sim 40 \text{ м}^{-1}$, добавка «УКД-1» в сочетании с разогревом бетона до $50 \text{ }^\circ\text{C}$ обеспечивают достижение им прочности до 75–90 % в пределах 24 ч твердения при температуре наружного воздуха $t_{\text{нв}} = -5 \dots -20 \text{ }^\circ\text{C}$. Это свидетельствует о целесообразности и необходимости использования в зимний период теплоизолированных опалубок, что обеспечивает эффективную реализацию малоэнергоемкой технологии бетонирования.

Изменение (уменьшение) модуля теплоотдающей поверхности (при соответствующем уменьшении теплопотерь в окружающую среду) закономерно влияет на «среднюю» температуру твердеющего бетона, а в результате этого – и на темп роста его прочности. То есть, с понижением модуля поверхности возрастает средняя за период твердения в опалубке (в наших экспериментах – до 24 ч) температура бетона, что и способствует росту его прочности. Эта закономерность имеет также прямую связь с теплозащитной способностью опалубки, или обратной с ее коэффициентом теплопередачи.

Например, конечная (через 24 ч твердения при $t = -5 \text{ }^\circ\text{C}$) температура бетона при разогреве смеси до $50 \text{ }^\circ\text{C}$ для форм с « $K_m = 0,6$ » и « $K_m = 2,44$ » составила $31 \text{ }^\circ\text{C}$ и $16 \text{ }^\circ\text{C}$ соответственно, а уровень прочности бетона $\approx 85 \text{ } \%$ и $\approx 53 \text{ } \%$. Понижение модуля теплоотдающей поверхности от $M_n = 40 \text{ м}^{-1}$ (раздел Д) до $M_n = 18 \text{ м}^{-1}$ (раздел Е)

способствовало повышению средней температуры твердения разогретого до 50 °С бетона через 24 ч твердения до ~ 37 °С (форм с « $K_m = 0,6$ ») и обеспечило рост прочности бетона с добавкой «УКД-1» от ~ 65–70 % до ~ 95–98 %.

Влияние повышения температуры начального разогрева бетона закономерно проявляется в темпе роста его прочности во всех исследованных случаях, при прочих равных условиях. Таким образом, при необходимости, возможно компенсировать недостаточную теплоизоляцию используемых опалубок, даже при изготовлении тонкостенных конструкций с большим модулем теплоотдающей поверхности.

Следует отметить, что повышение температуры разогрева бетона с добавкой, способствуя более высокому темпу роста его прочности в начальный период, отражается закономерным понижением ее в проектном возрасте. В данных экспериментах отмеченное явление прослеживается как тенденция, разница в значениях прочности к 28-суточному возрасту невелика, но она есть и (в исследованных пределах до 30–50 °С) с повышением температуры эта разница возрастает. Необходимо отметить, что она в большей степени будет возрастать при использовании цементов I группы эффективности.

Кроме того, с ростом температуры разогрева увеличиваются и энергетические затраты, что снижает эффективность технологии. Поэтому, более целесообразно реализовать разогрев до минимально необходимой температуры бетона с добавкой, но использовать при этом утепленные типы опалубок. По физической сути явлений, обеспечивающих ускоренное твердения бетона, важна не столько температура начального разогрева, сколько ее уровень за период твердения, т. е. значение средней температуры в процессе твердения, что подтверждается данными табл. 2.

Твердение бетона с начальным разогревом и кратковременным прогревом. Учитывая часто возникающую производственную необходимость использования неутепленных типов опалубок при работе в зимний период исследовали кинетику роста прочности бетона при режимах кратковременного электродного прогрева, включавшего подъем температуры до 30–50 °С (соответственно, для бетона на цементе I, II и III групп эффективности при пропаривании) и поддержание ее на заданном уровне в течение 1–4 ч. Дальнейшее твердение бетона – медленное

остывание в форме-опалубке (доска толщиной 25 мм), при температуре $t_{нв} = -10\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Во всех сопоставимых случаях (см. таблицу 3) подвод тепла к бетону осуществляли равные отрезки времени: 4,5 и 5,5 ч. При этом, если время разогрева бетона увеличивалось (с ростом температуры разогрева), то сокращали продолжительность изотермии. Таким образом обеспечивали равный период времени последующего «термостного» твердения бетона: 12; 18 и 24 ч, для получения большей сопоставимости результатов экспериментов.

В исследованиях использовали бетон класса $C^{12}/_{15}$ (цемент марки 400; I группа эффективности – БЦЗ; II – Красносельскстройматериалы и III – Кричевцементношифер); подвижность смеси ОК ~ 12–14 см, составы с добавкой 1 % «УКД–1».

Таблица 3

Кинетика роста прочности бетона с кратковременным прогревом (твердение в деревянных формах-опалубке при $t_{нв} = -10\text{ }^{\circ}\text{C}$)

Температура прогрева бетона	Режим подвода тепла (ч): нагрев + изотермический прогрев	Группа эффективности цемента при пропаривании (М400)	Вид добавки	Прочность бетона в % от $f_{cm,28}$ после твердения в течение (ч) от начала изотермического прогрева		
				12	18	24
1	2	3	4	5	6	7
30	1,5+3	1	«УКД–1»	65	76	78
	1,5+4	1	«УКД–1»	71	80	86
40	2,5+2	2	«УКД–1»	63	72	75
	2,5+3	2	«УКД–1»	69	78	84
50	3,5+1	3	«УКД–1»	61	71	77
	3,5+2	3	«УКД–1»	70	77	84
50	3,5+1	1	«УКД–1»	80	89	93

Из полученных данных следует, что используя добавку «УКД–1», в сочетании с кратковременным прогревом бетона при подаче тепла в течение 4,5–5,5 ч, даже в неутепленной деревянной

опалубке возможна реализация малоэнергоёмкой технологии. Отметим, что с меньшей эффективностью, чем в теплоизолированных типах опалубок, из-за необходимости изотермического прогресса в течение 1–4 ч.

При этом за период твердения в 16,5–17,5 ч и 22,5–24,0 ч (включая подъем температуры, прогрев бетона и «термостатическую» выдержку 12 и 18 ч) образцы бетона с добавками ($M_n = 40 \text{ м}^{-1}$) достигает прочности, соответственно, до 70 % и до 80 % от проектной. Увеличение времени твердения до 28–30 ч позволяет при этих условиях обеспечить прочность бетона до 85 %.

Подтверждена зависимость прочности бетона с добавкой от группы эффективности используемого цемента и температуры разогрева (прогрева) бетона. Принятый по полученным данным уровень температуры прогрева – 30, 40 и 50 °С, для цемента I, II и III групп эффективности, обеспечивает примерное равенство прочности бетона за равные периоды твердения, при прочих равных условиях.

Из этого следует, что наименьшие энергетические затраты на стадии твердения бетона с прогревом обеспечивает применение цемента I-й группы эффективности, характеризующегося наибольшим тепловыделением (экзотермией). Кроме изложенного, при использовании неутепленной опалубки и ускоренной потере, в связи с этим, тепла твердеющего бетона рационально увеличение температуры разогрева до 50 °С, что в совокупности с активным (I-й группы) вяжущим обеспечивает за 16–24 ч твердения уровень прочности в 80–90 % от проектной.

Следует отметить, что наиболее интенсивно прочность разогретого бетона, твердеющего в неутепленной опалубке, нарастает в первые 12–18 ч, а затем темп ее роста снижается. Это непосредственно связано с теплопотерями в окружающую среду. В результате выделяющаяся теплота экзотермии цемента не накапливается, а расходуется на поддержание температуры твердеющего бетона. При неутепленной опалубке через 16–18 ч твердения потери тепла начинают превалировать (как в рассматриваемом случае), а температура твердеющего бетона существенно снижается, что отражается потерей темпа роста его прочности. Изложенное иллюстрируется графическими закономерностями (рисунка) изменений температуры бетона в процессе прогрева (подъема температуры) до заданного уровня (в данном случае до $t_p = 50 \text{ °С}$) и последующего «термостатического» выдерживания (естественного

остывания бетона образцов в форме-опалубке) без дополнительного подвода энергии (тока) при температуре наружного воздуха: $t_{н.в.} \sim (-10)^\circ\text{C}$, и модуле поверхности: $M_n = 40 \text{ м}^{-1}$.

Обработка результатов экспериментов представлена в виде табл. 4, в которой приведены рекомендуемые режимы твердения бетона с добавкой «УКД-1» в теплоизолированной опалубке ($K_m = 0,6 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$) при скорости ветра $0 \text{ м}/\text{с}$) для модулей теплоотдающей поверхности до $M_n \leq 40 \text{ м}^{-1}$, при скорости подъема температуры до $10^\circ\text{C}/\text{ч}$.

Полученные при выполнении настоящих исследований данные о кинетике твердения цементного бетона с добавкой «УКД-1» при кратковременном низкотемпературном разогреве позволяют сформулировать основные правила ведения бетонных работ на принципах малоэнергоемкой технологии для монолитного строительства.

Таблица 4

Режимы твердения бетона с добавкой «УКД-1»
по «малоэнергоемкой» технологии (для цемента II группы
эффективности при пропаривании)

Температура разогрева бетона, $^\circ\text{C}$	Вид добавки	Время подъема температуры (ч) при $V_n=10^\circ\text{C}/\text{ч}$	Время термостатической выдержки в опалубке в зависимости от $t_{нв} (^\circ\text{C})$ при обеспечении прочности в %-х от проектной (100 %):											
			$t_{нв} = -5^\circ\text{C}$				$t_{нв} = -10^\circ\text{C}$				$t_{нв} = -20^\circ\text{C}$			
			50	60	70	80	50	60	70	80	50	60	70	80
30	«УКД-1»	$\leq 2,5$	16	24	32	42	18	26	38	*	24	36	*	*
40	«УКД-1»	$\leq 3,5$	10	16	20	30	12	16	22	30	12	20	28	40
50	«УКД-1»	$\leq 4,5$	8	10	12	18	10	11	12	24	10	12	20	28

* Не рекомендуется.

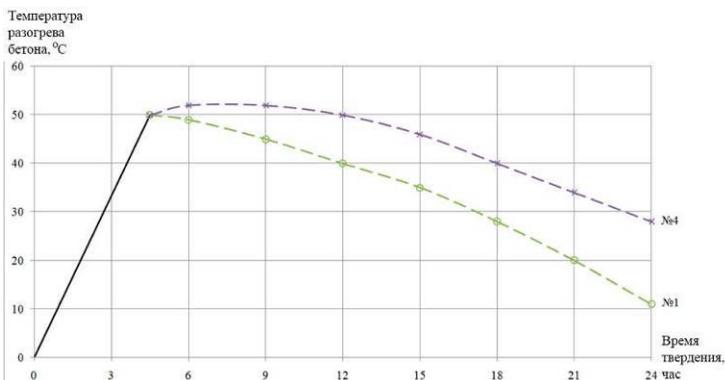


Рис. 1. Изменение температуры разогретого бетона:

1 – в форме из деревянной доски (25 мм без дополнительного утепления);

2 – из фанеры (12 мм) с теплоизоляцией

Выводы. Экспериментально исследована кинетика роста прочности первоначально разогретого и твердевшего затем без подвода тепла бетона с добавкой «УКД–1» для зимнего периода ведения бетонных работ в диапазоне низкой положительной температуры – 0–5 °С, и минусовой температуры наружного воздуха в диапазоне (–5...–20) °С для опалубки с палубой из фанеры ($K_T \sim 2,9$ Вт/(м²·°С)) (и ее утепленного варианта ($K_T \sim 0,6$ Вт/(м²·°С)) и из деревянной доски ($K_T \sim 2,44$, Вт/(м²·°С)). Установлено, что:

- при использовании утепленных типов опалубки бетон с 1 % «УКД–1» разогретый до 50 °С с последующим твердением по методу «термоса» – в течение 18–24 часов достигает прочности в 75–90 % от проектной при $t_{не} = -5...-20$ °С и модуле поверхности $M_n \leq 40$ и ≤ 18 , м⁻¹, соответственно; в опалубках без утеплителя с палубой из фанеры ($\delta = 12$ мм) и доски ($\delta = 25$ мм) прочность в указанных условиях достигла до 60–65 % от проектной;

- температура начального разогрева может быть понижена до 30–40 °С с обеспечением 60–70 % прочности бетона в утепленной опалубке и гидро-теплоизоляцией неопалубленных ей через 24 ч твердения по методу «термоса» при $t_{не}$ до –10 °С; и с обеспечением 50–60% прочности при понижении температуры до –20 °С;

- понижение модуля теплоизолирующей поверхности (в экспериментах с $M_n \sim 18$ м⁻¹) закономерно способствовало повышению средней температуры твердеющего при прочих равных условиях

бетона, что обеспечило к 24 ч твердения в условиях «термоса» рост прочности бетона с добавкой «УКД-1» от 70–76 % до 95–98 %;

– энергосберегающая технология с начальным разогревом бетона при последующем твердении без подвода тепла (по методу «термоса») может быть реализована в рядовых фанерных (деревянных) опалубках, но при условии повышения температуры разогрева до ≥ 50 °С, а значит – с большими затратами энергии на этот процесс.

Экспериментально подтверждено, что используя добавку «УКД-1» в сочетании с кратковременным изотермическим прогревом (в течение 1–4 ч) бетона возможна реализация малоэнергоемкой технологии в неутепленных типах опалубки (палуба из фанеры, деревянной доски). Так, за период твердения до 24 ч (включая подъем температуры, изотермический прогрев бетона на цементе II группы эффективности при $t \sim 30$ –50 °С и последующее остывание конструкции в опалубке 12–18 ч) возможно обеспечить прочность до 70–80 % от проектной, с выдержкой бетона в опалубке до 30–36 ч – до 80–90 %, что создает все необходимые предпосылки для эффективной реализации энергосберегающей (малоэнергоемкой) технологии зимнего бетонирования.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Батяновский Э.И., Осос Р.Ф. Технологические особенности производства ЖБК с применением ускорителей твердения бетона // Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительство зданий и сооружений: Сб. ст. / Под ред. Н.П. Блещика, Э.И. Батяновского. – Брест: БПИ, 1998. – Вып. 1. – С. 22–25.

2. Парфенова, Л.М. Перспективы применения химических добавок в малоэнергоемких технологиях возведения бетонных и железобетонных конструкций // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров в Республике Беларусь: Материалы V Международного научно-технического семинара (Минск, 17–20 октября 2000 г.) / Под ред. Н.П. Блещика, А.А. Борисевича, Т.М. Пецольда. – Минск: УП «Технопринт», 2000. – С. 84–88.

3. Батяновский Э.И., Лихачевский А.Я., Осос Р.Ф. Энергосберегающая технология бетона // Наука и технология строительных материалов: состояние и перспективы развития: Материалы

докладов Международной научно-технической конференции (Минск, 25–26 мая 2005 г.). – Минск: БГТУ, 2005. – С. 146–148.

4. Батяновский Э.И., Иванова Е.И., Осос Р.Ф. Эффективность и проблемы энергосберегающих технологий цементного бетона // Научно-технический журнал «Строительная наука и техника». – Минск: 2006. – № 3(6). – С. 7–17.

5. Марцинкевич В.Л., Дыдышко А.С. Энергосберегающие технологии производства бетона. – Минск: 2006. – 283 с.

6. Протько Н.С. Беспрогревная и малоэнергоёмкая технология производства бетонных и железобетонных изделий с применением полиметаллического водного концентрата: Автореферат диссертации канд. техн. наук: 05.23.05 / Белорусская государственная политехническая академия. – Минск: 2001. – 20 с.

7. Марко, О.Ю. Кинетика твердения бетона с наноглеродной добавкой УКД–1 в варианте беспрогревной технологии / О.Ю. Марко, Э.И. Батяновский // Наука и техника. 2016. – Т. 15. – № 4. – С. 271–280.

УДК 624.012.45

ДОБАВКИ ДЛЯ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ НА ОСНОВЕ ЛИГНОСУЛЬФОНАТОВ

ПОЛЕЙКО Н. Л., ЛЕОНОВИЧ С. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В последние годы возрос интерес к применению при реконструкции многокомпонентных комплексных добавок, которые позволяют более эффективно, чем однокомпонентные воздействовать на технологические и физико-механические показатели бетона и не обладают недостатками, нередко присущими их отдельным составляющим.

Отчетные данные свидетельствуют о том, что при рациональном составлении компонентов комплексной добавки удастся реализовать синергетический эффект их совместного введения. Примером

могут служить комплексные добавки на основе электролитов и пластификаторов, такие как СН + С-3, СН + ЛСТ, С-3 + ННХК и т. д.

Применение комплексных добавок позволяет применять при производстве сборного железобетона более жесткие режимы тепловой обработки, экономить теплоносители при использовании низкотемпературных режимов. В монолитном бетоне использование комплексных модификаторов особенно эффективно для бетонов, твердеющих при отрицательных температурах.

Основными преимуществами комплексных модификаторов в сравнении с однокомпонентными являются:

- повышение экономии цемента, достигающее 12–15 %;
- возможность повышения производительности технологических линий на 20–40 % за счет ускорения твердения бетона;
- возможность при неизменной производительности получить экономию теплоносителей за счет сокращения длительности изотермического выдерживания, снижение температуры тепловой обработки и использование термосных режимов твердения.

В настоящей статье рассмотрены результаты проведенных исследований технологических и физико-механических свойств тяжелого бетона с комплексными добавками «Универсал П-2», «Универсал П-4», «Хидетал П-5» и «Хидетал П-7» производства ООО «СКТ-Стандарт» Российской Федерации.

При выполнении исследований руководствовались требованиями действующих нормативных документов по оценке эффективности добавок [1, 2].

Для проведения исследований использовались следующие материалы.

Вяжущее. В качестве вяжущего использовался портландцемент ПЦ 500-Д0 Белорусского цементного завода, ПЦ 500-Д0 ОАО «Красносельскстройматериалы», ПЦ-500-Д0 Воскресенского цементного завода.

Мелкий заполнитель. В качестве мелкого заполнителя использовался песок высшего качества по ГОСТ 836 с $M_k = 2,43$ месторождения «Крапужино», который характеризуется минимальным содержанием пылевидных частиц.

Крупный заполнитель. Щебень гранитный фракции 5–20 мм по ГОСТ 8269.0–87 производства ПО «Гранит» г. п. Микашевичи.

При проведении исследований использовались четыре вида комплексных добавок. Основные физико-технические свойства применяемых добавок приведены в табл. 1.

Таблица 1

Основные физико-технические свойства комплексных химических добавок

Наименование показателя	Вид добавки			
	Универсал П-2	Универсал П-4	Хидетал П-5	Хидетал П-7
Внешний вид	Порошок светло-коричневого цвета с белыми включениями	Порошок темно-коричневого цвета с белыми включениями	Порошок светло-коричневого цвета с белыми включениями	Порошок белого цвета с коричневыми включениями
Массовая доля сухих веществ, %	98,0	96,0	99,0	99,5
Водородный показатель (РН)	5,2	4,9	5,5	5,1
Насыпная плотность, кг/м ³	765	780	765	770

Основными технологическими свойствами бетонных смесей являются: подвижность или удобоукладываемость, водопотребность для получения равноподвижных смесей при введении добавок, объем вовлеченного воздуха при приготовлении бетонной смеси и жизнеспособность (потеря подвижности) при введении добавки.

Для определения влияния комплексных добавок на подвижность готовились бетонные смеси без добавки с маркой по подвижности П1 и бетонная смесь с комплексными добавками. Оптимальная дозировка добавок принималась по данным, предварительно полученным при испытаниях на снижение водопотребности цементного теста с добавкой. Использовался следующий состав бетонной смеси, кг/м³: цемент (Волковвысский) – 350, песок – 710, щебень – 1170 кг, вода – до подвижности П1 (примерно 170 л). Результаты испытаний приведены в табл. 2.

Таблица 2

Изменение подвижности бетонных смесей при введении комплексных добавок

Наименование добавки	К-во, % от массы цемента	Подвижность (ОК) см (марка по подвижности)	
		Контрольный состав	Основной состав
Универсал П-2	0,6	3,0 (П1)	16,0 (П4)
Универсал П-4	0,8	3,5 (П1)	21,5 (П5)
Хидетал П-5	0,6	4,0 (П1)	15,0 (П4)
Хидетал П-7	0,5	3,0 (П1)	10,0 (П3)

Анализ данных табл. 2 показывает, что наиболее сильным пластификатором является добавка «Универсал П-4», которую по классификации [2] можно отнести к пластификаторам первой группы. К второй группе пластификаторов можно отнести добавки «Универсал П-2», «Хидетал П-5», а к третьей «Хидетал П-7».

Для оценки эффективности комплексных добавок по сокращению водопотребности для получения равноподвижных бетонных смесей использовались два состава бетонных смесей с расходом цемента 350 кг/м^3 и 500 кг/м^3 . Дозировка добавок принималась по табл. 2, подвижность бетонных смесей с добавкой и без добавки составляла от 3,0 до 4,0 см. Результаты представлены в табл. 3.

Таблица 3

Влияние комплексных добавок на снижение водопотребности бетонных смесей

Наименование добавки	Снижение количества воды, %	
	Состав с расходом цемента 350 кг/м^3	Состав с расходом цемента 500 кг/м^3
Универсал П-2	8,3	12,5
Универсал П-4	14,6	17,0
Хидетал П-5	7,4	9,2
Хидетал П-7	5,0	7,1

Данные табл. 3 подтверждают ранее полученные результаты по изменению подвижности бетонных смесей при введении комплексных добавок, так наибольшее снижение количества воды установлено при введении 0,8 % добавки «Универсал П-4», в то время как

добавка «Хидетал П-7» позволяет снизить количество вода затворения на среднем расходе цемента (350 кг/м^3) всего на 5,0 %.

Способность комплексных добавок оказывать влияние на объем вовлеченного воздуха в бетонной смеси оценивалась при приготовлении бетонной смеси в лабораторной бетономешалке. Время перемешивания составляло 3 минуты с момента добавления требуемого количества воды. Использовался следующий состав бетона, кг/м^3 : цемент – 350, песок – 730, щебень – 1180, вода – 170. Результаты испытаний представлены в табл. 4.

Таблица 4

Влияние комплексных добавок на объем вовлеченного воздуха при приготовлении бетонной смеси

Объем вовлеченного воздуха, % для бетона				
Без добавок	С добавкой «Универсал П-2»	С добавкой «Универсал П-4»	С добавкой «Хидетал П-5»	С добавкой «Хидетал П-7»
0,5	3,0	4,5	2,5	1,8

Наибольший объем воздуха, вовлекаемого в бетонную смесь, наблюдается при введении комплексной добавки «Универсал П-4».

Жизнеспособность бетонных смесей при введении комплексных добавок оценивалась по изменению подвижности с течением времени. Результаты представлены в табл. 5.

Таблица 5

Влияние комплексных добавок на жизнеспособность бетонных смесей

Вид добавки	Подвижность бетонной смеси, см				
	Начальная	Через 15 мин	Через 30 мин	Через 45 мин	Через 60 мин
Универсал П-2	16,5	12,0	8,5	8,0	8,0
Универсал П-4	20,0	15,5	11,0	10,0	9,5
Хидетал П-5	14,0	12,0	10,0	9,5	9,0
Хидетал П-7	9,5	8,0	7,0	6,5	6,5

Анализируя данные табл. 5 можно сделать вывод о том, что при увеличении пластифицирующего эффекта от введения добавки снижается жизнеспособность бетонной смеси, но во всех случаях

исследуемые комплексные добавки соответствуют требованиям нормативных документов, в частности [2], где устанавливают потерю подвижности не более чем в два раза через 45 минут с момента затворения бетонной смеси.

Исследования влияния комплексных добавок на прочностные свойства тяжелого бетона проводились на образцах-кубах с ребром 100 мм, изготовленных из бетонной смеси с расходом цемента 250, 350 и 450 кг/м³, на портландцементе М550 Волковысского завода и которые твердели в нормально влажностных условиях. Образцы испытывались в возрасте 1,3,7 и 28 суток. Данные о влиянии вида комплексной добавки на изменение прочности бетонных образцов на сжатие в различные сроки твердения приведены в табл. 6.

Анализ данных представленных в таблице 6 показывает, что при введении комплексных добавок без изменения количества воды прочность бетона в возрасте 28 суток практически не изменяется, отмечено незначительное снижение прочности в 28 суток при введении добавки «Универсал П-4». Для добавок «Хидетал П-5», а особенно для добавки «Хидетал П-7» характерно незначительное повышение прочности бетона в первые сутки твердения при неизменном количестве воды. Влияние добавок на прочностные показатели бетонов при снижении водоцементного отношения за счет пластификации бетонной смеси показывают, что наиболее эффективными добавками ускорителями твердения являются «Хидетал П-5» и «Хидетал П-7», хотя с точки зрения пластифицирующего эффекта эти добавки уступают «Универсал П-2» и «Универсал П-4».

С целью изучения влияния комплексных добавок на морозостойкость и водонепроницаемость бетонов были изготовлены опытные образцы на составе бетона с расходом цемента 350 кг/м³. В качестве вяжущего использовался цемент ПЦ550-Д0 ОАО «Красносельскстройматериалы». Для сравнения была изготовлена серия образцов без добавок. Образцы перед испытаниями твердели в течение 28 суток в камере нормально-влажностного твердения. Испытания на морозостойкость образцов по третьему ускоренному методу [3] с замораживанием образцов при температуре минус 50 °С и 5 % растворе хлористого натрия. Оценка результатов проводилась по коэффициенту морозостойкости определенному после 20 ускоренных циклов замораживания-оттаивания.

Таблица 6

Влияние комплексных добавок на прочность при сжатии образцов тяжелого бетона

Вид и количество добавки	Расход цемента, кг/м ³	Подвижность (ОК), см	Относительная прочность на сжатие образцов, % от 28 суток в возрасте			
			1 сут	3 сут	7 сут	28 сут
Без добавки	250	1,0	16,6	61,0	80,8	100,0
	350	3,5	29,8	62,8	83,9	100,0
	450	3,0	29,7	59,4	86,9	100,0
«Универсал П-2»	250	2,0	50,2	70,0	84,3	93,6
		10,5	26,3	58,3	82,7	100,0
	350	2,5	50,9	73,2	89,3	103,1
		16,0	28,3	65,7	82,3	98,4
	450	3,0	52,4	71,8	89,9	94,9
		18,0	27,7	60,6	89,1	101,0
«Универсал П-4»	250	3,0	46,8	63,7	78,6	92,9
		13,0	22,5	46,1	70,4	82,4
	350	4,0	40,8	68,1	85,9	95,1
		21,0	21,0	57,1	74,3	92,7
	450	3,0	44,2	64,8	88,2	96,4
		23,5	26,5	55,2	76,3	89,3
«Хидетал П-5»	250	3,0	54,3	75,3	92,1	97,4
		9,0	28,8	64,4	78,6	94,7
	350	3,5	54,5	78,4	87,5	95,8
		14,5	39,8	59,7	84,4	97,0
	450	3,5	52,2	71,3	90,4	97,1
		15,5	30,7	61,2	86,3	98,0
«Хидетал П-7»	250	2,0	56,5	77,5	83,5	98,8
		8,5	29,9	64,8	84,6	97,4
	350	3,0	57,9	83,3	113,5	123,6
		10,0	31,9	63,9	87,5	100,5
	450	3,0	56,9	73,3	89,6	95,0
		12,0	33,1	61,8	89,7	100,6

Испытания на водонепроницаемость проводились по [4] на образцах-цилиндрах диаметром и высотой 150 мм.

Результаты испытаний опытных образцов на морозостойкость и водонепроницаемость представлены в табл. 7.

**Влияние комплексных добавок на морозостойкость
и водонепроницаемость тяжелого бетона**

Наименование бетона с добавками	Водоцементное отношение бетонной смеси	Объем вовлеченного воздуха, %	Коэффициент морозостойкости $K_{мрз}$ после 20 ускоренных циклов	Водонепроницаемость, МПа
Без добавок	0,48	—	0,88	0,6
Универсал П-2	0,44	2,8	0,99	0,6
Универсал П-4	0,41	4,2	1,07	0,6
Хидетал П-5	0,45	2,2	0,95	0,6
Хидетал П-7	0,46	1,5	0,81	0,6

Анализируя данные табл. 7 можно сделать вывод о том, что при введении комплексных добавок морозостойкость бетонных образцов изменяется неоднозначно. Если сравнить полученные данные с результатами по определению количества вовлеченного воздуха при введении добавок, то картина изменения морозостойкости становится более понятной. При повышении количества вовлеченного воздуха при приготовлении бетонной смеси повышается и коэффициент морозостойкости бетона, что связано с созданием в структуре бетона дополнительной резервной пористости. Однако следует заметить, что существенного увеличения морозостойкости при введении комплексных добавок не наблюдается, даже при оптимальном содержании вовлеченного воздуха марка по морозостойкости бетона увеличивается не более чем в 1,5 раза, а для комплексных добавок, обладающих пониженным воздухововлечением, наблюдается даже некоторое снижение коэффициента морозостойкости.

Результаты по определению водонепроницаемости бетонных образцов показали, что вид вводимой добавки не оказывает влияния на изменение данного показателя.

На основании проведенных испытаний комплексных добавок можно сделать следующие основные выводы:

По основному эффекту действия испытанные добавки относятся к пластифицирующим;

По дополнительному эффекту действия добавки являются ускорителями твердения и не снижающими морозостойкости и водонепроницаемости бетона.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Добавки для бетонов. Общие технические условия: СТБ 1112–98.
2. Добавки для бетонов. Методы определения эффективности: ГОСТ 30459–96.
3. Бетоны. Ускоренные методы определения морозостойкости: ГОСТ 10060.2–95.
4. Бетоны. Методы определения водонепроницаемости: ГОСТ 12730.5–84.

УДК 621.762; 691.002(032)

ВЛИЯНИЕ ОТЕЧЕСТВЕННЫХ УГЛЕРОДНЫХ НАНОМАТЕРИАЛОВ НА ФИЗИКО-ТЕХНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ТЯЖЕЛОГО КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА

РЯБЧИКОВ П. В., БАТЯНОВСКИЙ Э. И., ЯКИМОВИЧ В. Д.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. С 2006 г. в БНТУ проводились системные исследования на базе кафедры «Технология бетона и строительные материалы» и ее научно-исследовательской лаборатории по направлению эффективного использования углеродных наноматериалов в строительной отрасли. В результате многочисленных экспериментов был выделен ряд углеродных нановеществ («УНМ 1», «УНМ 2», «УНМ-осадок», «УНМ-суспензия» и др.), которые отличаются вещественным составом, способом получения, очистки и введения в цементные (бетонные) композиции. С помощью данных видов УНМ удалось добиться увеличения прочности (и плотности) цементного камня, а на этой основе – повышения различных физико-технических характеристик и свойств бетона.

С позиций эффективного воздействия УНМ на процессы структурообразования, твердения и на прочность цемента особую значимость имеют высочайшая потенциальная энергия ультрадисперсных УНМ, а также их свойство в определенных условиях получения формировать тончайшие волокна (трубки) значительной длины (до десятков микрон) [1–3, 7].

Эффективность введения вещества УНМ в цемент и цементные композиции в целом основывается на двух, взаимно дополняющихся эффектах.

Во-первых, вещество УНМ (по данным разработчиков) содержит значительное количество элементарных составляющих в виде отдельных ультрадисперсных элементов, одностенных и многостенных трубок, коротких волокон, их смесей и т. д., обладающих значительным зарядом поверхности, который концентрирован, сосредоточен в малых, по существу – нанообъемах. При этом их характеризует наибольшее количество энергии у окончаний (вершин) этих элементов, мест искривлений (отклонений от правильных геометрических размеров) и других «дефектов» их структуры [7]. Введение в реагирующую систему «цемент-вода» ультрадисперсного, обладающего значительным энергетическим потенциалом вещества УНМ может способствовать как ускоренному взаимодействию молекул воды с ионами клинкерных минералов, развивая процесс их гидролиза [11], так и процессы гидратации и формирования кристаллогидратных новообразований. В последнем случае эффект ускорения «провоцируют» собственно частицы УНМ, являясь своеобразной физико-энергетической подложкой-затравкой [9], понижающей энергетический порог работы, которую необходимо затратить реагирующей системе «цемент-вода» на образование отдельных кристаллогидратов и последующее формирование их множества в виде спонтанно-организующейся структуры.

Во-вторых, однослойные трубки из УНМ, сформировавшиеся в волокнообразные частицы, характеризуются значительной длиной (до 1000 нм и более при поперечном сечении, которое может быть менее 1,0 нм) [7]. А это предполагает возможность проявления эффекта «наноармирования» кристаллогидратной структуры новообразований цементного камня. Присутствие волокнообразных УНМ также может содействовать развитию процесса гидратации

по изложенной ранее схеме воздействия, за счет наличия энергетически активных окончаний (вершин), изломов и других «дефектов». Однако основной их эффект связан с тем, что при малом поперечном сечении их длина многократно превышает размеры кристаллогидратов клинкерных минералов ($\sim 8\text{--}25$ нм). Следствием этого, как мы считаем, является «зашемление» волоконобразных УНМ среди множества спонтанно формирующихся кристаллогидратов в новообразованиях реагирующего с водой цемента. Такое предположение не противоречит известным данным о размерах сечений пор новообразований (геля) цементного камня, достигающих $0,4\text{--}5,0$ нм [12]. При нагружении образцов затвердевшего цементного камня сжимающей нагрузкой эти волокна УНМ, «армирующие» в нем объемы новообразований, воспринимают часть усилий, возникающих в поперечной плоскости, и, соответственно, способствуют уменьшению поперечных деформаций при одновременном росте процесса прочности на сжатие. Более «грубые» многостенные трубки УНМ (поперечное сечение составляет $20\text{--}80$ нм), способствуя «микроармированию» цементного камня, дополняют и усиливают этот эффект.

После проведенных предварительных испытаний на цементном камне и установления оптимальных видов и дозировок УНМ [5, 6], были осуществлены эксперименты, целью которых являлось установление закономерностей влияния углеродных наноматериалов на физико-технические свойства тяжелого конструкционного (высокопрочного бетона), такие как прочность (на сжатие, при изгибе и осевое растяжение), модуль упругости, усадку, водопоглощение и водонепроницаемость, стойкость в растворах солей NaCl и Na_2SO_4 , и др.

Материалы для исследований. В исследованиях использовались материалы со следующими характеристиками.

Вяжущие – портландцемент ОАО «Красносельскстройматериалы» марки ПЦ 500-Д0, активностью: $R_{ц} \sim 50$ МПа; показателем нормальной плотности (НГ) $25\text{--}28$ %; ОАО «Кричевцементношифер» марки ПЦ 500-Д0, активностью: $R_{ц} \sim 45\text{--}48$ МПа; показателем нормальной плотности (НГ) $26\text{--}28$ %.

Песок – природный; с модулем крупности: $M_k \sim 2,8\text{--}3,0$; насыпной плотностью: $\rho_0 \sim 1580$ кг/м³.

Щебень гранитный (Микашевичи) фракции 5–10 и 5–20 мм; прочностью (по дробимости) 110–120 МПа, насыпной плотностью: $\rho_0 \sim 1380 \text{ кг/м}^3$; плотностью зерен: $\rho_3^0 \sim 2700 \text{ кг/м}^3$.

Щебень гранитный кубовидный фракции 2–4 и 4–6,2 мм; прочностью (по дробимости) 140 МПа, насыпной плотностью: $\rho_0 \sim 1360\text{--}1420 \text{ кг/м}^3$; плотностью зерен: $\rho_3^0 \sim 2700 \text{ кг/м}^3$.

Микрокремнезем – с содержанием аморфного диоксида кремния не менее 85 % по массе; удельная поверхность (по методу БЭТ) $\sim 15,0 \text{ м}^2/\text{г}$.

Гранитный отсев – насыпной плотностью: $\rho_0 \sim 1550 \text{ кг/м}^3$; плотность измельченной горной породы: $\sim 2740 \text{ кг/м}^3$; отсев для получения *каменной муки* мололи в лабораторной шаровой мельнице до удельной поверхности (по прибору типа ПСХ) $S_{\text{уд}} \sim 3000\text{--}3300 \text{ см}^2/\text{г}$; средняя насыпная плотность порошка: $\rho_{\text{к.п.}}^0 \sim 950 \text{ кг/м}^3$.

Химические добавки – добавка-гиперпластификатор «Стахемент 2000» и добавка-гиперпластификатор «SikaViscocrete». По эффективности пластифицирующего действия относятся к пластифицирующим добавкам I группы согласно СТБ 1112–98.

Добавка углеродного наноматериала – УНМ-1 использовалась на основании ранее полученных данных о ее эффективности [5, 6], предоставлялась институтом «ИТМО» им. А.В. Лыкова НАН Беларуси.

Разработанные с учетом зарубежного опыта [4] и данных собственных разработок [10], а также свойств отечественных материалов были подобраны составы тяжелого конструкционного бетона, обеспечивающие различный уровень его прочности на сжатие в диапазоне значений 100–150 МПа, которые частично приведены в табл. 1.

Некоторые эксперименты выполнены на образцах-призмах (40×40×160 мм) из мелкозернистого бетона состава: Ц:П = 1:3 при содержании цемента: Ц = 500 кг (портландцемент П500-Д0 ОАО «Кричевцементношифер»), добавка SikaViscocrete в дозировке 0,3 % от массы цемента по сухому веществу; В/Ц = 0,30–036.

Таблица 1

Номинальные составы бетона для исследований

Расход компонентов, кг, на 1 м ³ бетона:										Хим. добавка, % от МЦ	(В/Ц) _б	Расчетная прочность, МПа, в 28сут. $f_{cm,28}$
№ состава бетона	Ц	П	Обычный щебень		Кубовидный щебень		Мука каменная	МК	В			
			5–10	10–20	2–4	4–6						
1	500 ¹	630	–	–	350	750	75	75	150	1,0	0,26	100...110
2	550 ¹	550	1100	–	–	–	83	83	165	1,0	0,26	100...110
3	520 ¹	565 ²	–	–	350	750	102	102	150	1,5	0,24	120...130
4	600 ¹	540 ²	–	–	300	580	180	180	172	2,0	0,22	140...150
5	350	750	350	775	–	–	–	–	175	0-0,8 ³	0,50	–
6	480	650	430	710	–	–	–	–	168	0,6	0,35	60...70

Примечания: 1. При наличии микрокремнезема водоцементное отношение соответствует: $(В/Ц)_б = В: (Ц+МК)$. 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 %).

Методики исследований. Усадка бетона. Эксперименты провели в соответствии с ГОСТ 24544–81* на образцах бетона (призмы 40×40×160 мм; в серии три образца) состава № 1 (см. табл. 1) с подвижностью смеси марок П1–П5.

Углеродный наноматериал «УНМ-1» (в количестве 0,05 % от массы цемента по сухому веществу) вводили в бетон на стадии приготовления смеси после предварительного смешивания с песком. Образцы в процессе испытаний твердели в нормальных условиях помещения лаборатории ($t \sim (20 + 2) ^\circ\text{C}$; $\phi \sim (55-65) \%$). Отсчеты снимали в возрасте 1, 3, 7, 24, 21 и 28 суток.

Модуль упругости бетона. Определение модуля упругости проводили согласно ГОСТ 24452–80 и методике «НИИЖБа» [8] путем постепенного (ступенями) нагружения образцов-призм 100×100×400 мм, количество 3 шт. в каждой из серий испытаний, осевой сжимающей

нагрузкой до уровня 30 % предварительно определенной призмочной прочности бетона с измерением в процессе нагружения образцов их деформаций в продольном и поперечном направлениях.

Эксплуатационные свойства тяжелого бетона. Для оценки влияния УНМ на эксплуатационные свойства высокопрочного бетона были взяты его составы (№№ 1, 3 и 4 по табл. 1) характеризующиеся различной прочностью. Добавку углеродного наноматериала «УНМ-1» в оптимальной дозировке 0,05 % от массы цемента вводили в бетон предварительным смешиванием с песком. Условия твердения образцов бетона (возраст 28 суток) нормально-влажностные ($t \sim (20 \pm 3) ^\circ\text{C}$; $\phi \geq 90 \%$).

Водопоглощение бетона. Водопоглощения бетона по массе определяли по ГОСТ 12730.3–78.

Воздухо-, водонепроницаемость бетона. В экспериментах водонепроницаемость высокопрочного бетона на образцах составов № 1, № 3 и № 5 (см. табл. 1) устанавливали в соответствии с положениями ГОСТ 12730.5–84 по воздухопроницаемости поверхностных слоев бетона, оцениваемой при помощи прибора типа «Агама-2Р».

Водостойкость бетона. Водостойкость оценивали по снижению прочности образцов бетона (для сравнительного состава Ц = 400 кг; В/Ц $\sim 0,35$; $f_{cm,28} \geq 60$ МПа) при циклическом насыщении в воде (~ 16 ч) с последующим высушиванием (~ 8 ч) при температуре до $60 ^\circ\text{C}$. Ужесточение испытаний [8] с целью их ускорения было реализовано тем, что разогретые образцы помещали в воду без охлаждения, дополнительно подвергая их «термическому» удару при жидкостном охлаждении.

Коррозионная стойкость бетона в солевой среде. Выбор коррозионных испытательных сред в виде солей хлоридов и сульфатов учитывает их распространенность и опасность воздействия на бетон и железобетон. Сущность ускоренных испытаний [8] заключается в определении воздействия насыщенных растворов хлористого натрия и сернокислого натрия на изменение массы и прочности на сжатие, как отражения изменений (нарушений) структуры образцов тяжелого бетона исходной прочностью 60–70; 100–110; 120–130 и 140–150 МПа. Сравнительная оценка воздействия заключалась в определении изменений этих показателей, прошедших испытания в виде 10 циклов попеременного насыщения в растворе соли высокой концентрации и высушивания.

Испытаниям подвергались образцы бетона составов (см. табл. 1), как контрольные, так и с добавкой УНМ-1 в дозировке 0,05 % от МЦ, а также образцы «сравнительного» состава (прочностью в проектном возрасте $f_{cm,28} \sim 60\text{--}70$ МПа).

Морозостойкость бетона. Морозостойкость бетона определяли ускоренным методом по ГОСТ 10060–95 с насыщением, замораживанием (при $T = -(55\text{--}60)$ °С) и оттаиванием в 5 % растворе NaCl ($t \sim 18$ °С).

Защитные свойства бетона по отношению к стальной арматуре. Для оценки влияния УНМ на коррозионное состояние стали в бетоне в их присутствии, а также на защитные свойства бетона по отношению к стальной арматуре в агрессивной солевой среде, на начальном этапе использовали «рядовой» бетон состава № 5 табл. 1, в который вводили разное количество добавки «УНМ-1» – от 0 до 0,15 % от массы цемента. Затем для испытаний были взяты составы высокопрочного бетона (№ 1, № 3 и № 4 по табл. 1).

Основными задачами исследований являлись на первом этапе – выявление возможного влияния вещества углеродной нанодобавки на сохранность стальной арматуры в тяжелом бетоне, а затем – оценка защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре при внешней агрессии среды.

Для решения этих задач вначале оценили возможность коррозионного воздействия добавки УНМ на арматуру в бетоне по методике СТБ 1168–99 по «направлению 1» (при разовом насыщении бетона водой с последующим «снятием» поляризационных кривых). Затем оценили защитную способность бетона с УНМ по отношению к стальной арматуре (по «направлению 2») после 20-ти циклов насыщения-высушивания (при насыщении в 5 % растворе NaCl), т. е. при внешней агрессии солевой среды.

Огнестойкости высокопрочного бетона с УНМ. Задачей этих испытаний была сравнительная оценка «поведения» высокопрочного бетона не содержащего и содержащего (в дозировке 0,05 % от массы цемента) «УНМ-1» в своем составе.

Изготовление конструкций для испытаний на жаро-, огнестойкость бетона осуществлено в г. Борисове на предприятии ОАО «Завод сборного железобетона – Борисов». В соответствии с требованиями, предъявленными от испытательного полигона, были изготовлены железобетонные конструкции в виде плит, размерами

3300×3000×150 мм. Состав бетона номинально соответствовал составу № 1 табл. 1, со следующими отличиями:

– использован традиционный щебень фр. 5–20 мм, III-ей группы (содержание лещадных зерен до 35 %); при рекомендуемом – кубовидном или традиционном I группы (лещадных зерен – до 10 %);

– использован песок природный (Мк ~ 2,6), сеяный (при рекомендуемом – мытом);

– вода речная (р. Березина), удовлетворяющая требованиям СТБ 111–98.

Приготовление бетона осуществляли при автоматизированном дозировании основных компонентов: цемента, песка, щебня, воды. Дозирование и введение дополнительных компонентов: пластифицирующей добавки, микрокремнезема и углеродного наноматериала, осуществляли в ручном режиме. В результате этого время приготовления (перемешивания бетона) смеси: ОК ~ 12–15 см (марка ПЗ) составила ~ 6–8 мин, т. е. в 3 и более раза дольше традиционного (~ 2 мин), что обусловило повышенное воздуховлечение в бетон (~ 4–5 %). Добавку «УНМ-1» вводили вслед за пластификатором (интенсивно смешав с частью воды затворения).

Условия твердения бетона изделий – естественные (при диапазоне температур (ночная-дневная) (5–15) °С), под укрытием из полиэтиленовой пленки, с периодическим поливом водой поверхности конструкций. Контрольные образцы бетона для определения прочности хранили в аналогичных условиях.

Огневые испытания проводились на испытательном полигоне «НИИ пожарной безопасности и проблем чрезвычайных ситуаций» Министерства по чрезвычайным ситуациям Республики Беларусь, согласно ГОСТ 30247.0–94 и ГОСТ 30247.1–94 в течение 90 мин под несущей нагрузкой в 100 т для обеих панелей (контрольная и с УНМ). Указанный уровень нагрузки взят с учетом возможностей участка испытательного полигона, предназначенного для испытаний вертикальных конструкций.

Физико-технические свойства тяжелого конструкционного бетона. Основные результаты анализа и обобщения экспериментальных данных о влиянии отечественных углеродных наноматериалов на прочностные, упруго-деформативные и эксплуатационные свойства и характеристики тяжелого конструкционного бетона (на примере бетона с базовой прочностью ~ 100–110 МПа) приведены в табл. 2.

Таблица 2

Характеристики и свойства тяжелого бетона с УНМ-1

Наименование свойств и характеристик бетона	Ед. изм.	Показатель уровня 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	8,22	10,20	+15,6
3. Прочность на осевое растяжение (раскалывание образцов: мелкозернистого бетона/ бетона состава по № 1 табл. 1)	МПа	<u>2,20</u>	<u>2,73</u>	<u>+24,1</u>
		4,55	5,68	+24,8
4. Призменная прочность высокопрочного бетона (состав № 1)	МПа	82,0	88,9	+8,4
5. Модуль упругости статический (состав № 1, подвижность марок П1–П5)	ГПа	47,3– 45,0	48,5– 46,4	+ 2–3
6. Коэффициент Пуассона (состав № 1)	Дол. ед.	0,22	0,20	–9,1
7. Усадка (в % к 28 суткам (состав №1 табл.1, подвижность марок П1–П5)	%	0,01075– 0,011725	0,010750– 0,01705	–
8. Водопоглощение по массе	%	4,0	3,6	–10,0
8.1 Мелкозернистый бетон				
8.2 Бетон прочностью на сжатие $f_{cm,28} \sim 60–70$ МПа				
$f_{cm,28} \sim 140–150$ МПа				
9. Воздухо-водонепроницаемость высокопрочного бетона:	m_c , с/см ³ (марка)	77,5 (W18);	85,0 (W18);	–
– для $f_{cm,28} \sim 100–110$ МПа;				
– для $f_{cm,28} \sim 140–150$ МПа		144,0 (>W20)	150,0 (>W20)	–

Окончание табл. 2

1	2	3	4	5
10. Водо- и солестойкость высокопрочного бетона (снижение прочности бетона после циклических испытаний) – для $f_{cm,28} \sim 100\text{--}110$ МПа;	%	7,8	6,2	20,5
– для $f_{cm,28} \sim 140\text{--}150$ МПа		4,0	3,4	15,0
11. Морозостойкость высокопрочного бетона состава №1 в солевой среде	марка	F500	F500	–
12. Коррозионное состояние арматуры (состав № 1) для подвижности марок П1–П5 при введении УНМ-1 (0,05–0,1) % от МЦ	I, Мк А/см ²			
12.1 Для водной среды		До 2,5	До 2,0	–
12.2 После 20 циклов в 5 % растворе NaCl		До 3,6	До 2,8	
13. Огнестойкость при испытании панелей из высокопрочного бетона состава №1 (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	–

Из результатов экспериментальных данных очевидна общая закономерность повышения качественных характеристик тяжелого конструкционного бетона при введении в его состав добавки отечественного углеродного наноматериала УНМ-1.

Выводы. Введение в бетон углеродного наноматериала УНМ-1 в оптимальной дозировке 0,05 % от массы цемента обеспечивает существенное улучшение качественных характеристик конструкционных тяжелых бетонов (мелкозернистого и с крупным заполнителем) разного уровня прочности на сжатие: от 40–60 МПа, до 100–150 МПа, включая прочностные, упруго-деформативные и эксплуатационные характеристики и свойства бетона.

Экспериментально установлено, что под влиянием УНМ-1 прочностные характеристики мелкозернистого тяжелого (цементно-пес-

чаного) бетона в 28 суточном возрасте возрастают: до ~ 14 % прочность на сжатие, до ~ 16 % прочность при изгибе, до ~ 24 % прочность на осевое растяжение и срез (определены на основе испытаний раскалыванием), а также на ~ 10 % снизилось водопоглощение бетона по массе. При этом больший (в 1,5 раза) рост прочности бетона (как мелкозернистого, так и бетона с крупным заполнителем) на осевое растяжение, например, в сравнении с ее ростом при изгибе, подтверждает правомерность исходной гипотезы о нано-, микроармировании структуры цементного камня в бетоне одно- и многослойными трубчатым углеродным наноматериалом, что является основой данного явления.

Выявлены закономерности развития усадочных явлений в высокопрочном бетоне в зависимости от консистенции бетонной смеси (от марки П1 до марки П5) и влияния вещества УНМ на этот процесс и величину усадки. Выявлено, что введение 0,05 % УНМ-1 от МЦ в бетон (как мы считаем – за счет ранее установленного 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 концентрации 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 плотности и прочности бетона под влиянием этой добавки. Влияние собственно вещества УНМ, элементарные частицы которого «встраиваются» в структуру кристаллогидратных новообразований, может снизить модуль упругости бетона, что подтверждают экспериментальные данные при увеличении дозировки УНМ-1 сверх оптимальной (до 0,1 от МЦ, т. е. в два раза). Снижение, в последнем случае, модуля упругости бетона составило ~3,5 %, для образцов из литой бетонной смеси (марки П5).

Выявлено, что добавка УНМ способствует снижению до 6–7 % водопоглощения по массе высокопрочного бетона; повышает сопротивление бетона проникновению воздуха до 9,0 %, при обеспечении его водонепроницаемости марок: $W \geq 18$; существенно повышает 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 марке «F500», установленной в солевой (NaCl) среде, и превышает марку «F1000» для бетона общестроительного назначения), а также повышает защитную способность бетона по отношению к стальной арматуре.

Прямыми испытаниями на огнестойкость бетона в изделиях выявлена положительная роль углеродного наноматериала, введенного в состав бетона в оптимальной дозировке, проявившаяся в следующем соотношении показателей при огневом воздействии, в течение 90 минут под нагрузкой на панель 1000 кН (100 т): локальная температура (с противоположной от огня стороны – $T_{лок} = 125$ °С без УНМ и $T_{лок} = 109$ °С с УНМ; прогиб по вертикальной оси – $L \sim 8$ % без УНМ и $L \sim 4$ % с УНМ; потерь устойчивости не было у обеих панелей и обе они выдержали испытания в целом («предельных состояний» (по терминологии данных испытаний) не обнаружено).

Кроме этого, был произведен поиск наиболее оптимального способа введения УНМ в цементные бетоны с позиций равномерного распределения малых дозровок его по объему приготавливаемой бетонной смеси. Решение этой задачи было реализовано различными приемами: через водные дисперсии с водой затворения; с цементом, после совместного высокоинтенсивного перемешивания; с мелким заполнителем для бетона – песком, а также с химической добавкой в бетон (сульфатом натрия Na_2SO_4 (CH)) или комплексной, включающей добавку суперпластификатор (С-3) и сульфат натрия.

Экспериментально установлено, что при тщательной реализации указанных приемов эффективность введения УНМ в цементные бетоны, отраженная в росте прочности бетона, практически одинакова.

Однако, наиболее эффективный вариант введения УНМ, особенно в «рядовых» по прочностным свойствам характеристикам бетонов, это введение его в составе комплексной химической добавки на стадии приготовления бетонной смеси, так как эффективность от введения УНМ дополняется эффектами от снижения начального водосодержания за счет пластифицирующего компонента, повышения темпа роста прочности в начальный период твердения бетона за счет ускорителя твердения, а также эффективности собственно вещества УНМ.

С целью минимизации затрат на компоненты добавки, содержащей углеродный наноматериал УНМ-1, в комплексной химической

добавке, получившей название «УКД-1» (углеродсодержащая комплексная добавка), использованы широко применяемые в строительной практике суперпластификатор «С-3» и ускоритель твердения – сульфат натрия (Na_2SO_4). Добавка готовится в сухом (порошкообразном) виде путем высокоинтенсивного механического смешивания компонентов. Стабильная адсорбционная «фиксация» частиц УНМ на поверхности зерен сульфата натрия обеспечивает последующее равномерное распределение вещества УНМ в воде затворения и далее в бетоне.

По данным ОАО «Завод сборного железобетона – Борисов» применение добавки «УКД-1» в дозировке 0,75–1,0 % от массы цемента позволило на 10 % снизить расход цемента и сократить до 2 ч (вместо 4 ч и более) подачу пара при тепловой обработке (одновременно понизив ее температуру до ~ 50–55 °С) с соответствующим экономическим эффектом, который составляет разницу между снижением затрат за счет экономии цемента и тепла и стоимостью добавки на 1 м³ бетона в сумме ~ 5,0–5,5 ден. руб. Это свидетельствует о вполне приемлемой экономической эффективности данной добавки, содержащей отечественный структурированный углеродный наноматериал.

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. Ebbesen, T. W. Large-scale synthesis of carbon nanotubes / T. W. Ebbesen, P. M., Ajayan // *Nature*. – 1992. – Vol. 358, № 6383. – P. 220–222.
2. Iijima, S. Helical microtubules of graphitic carbon / S. Iijima // *Nature*. – 1991. – Vol. 354, № 6348. – P. 56–58.
3. Krätschmer, W. Solid C60: a new form of carbon / W. Krätschmer, Lowell D. Lamb, K. Fostiropoulos & Donald R. Huffman // *Nature*. – 1990. – Vol. 347, № 6291. – P. 354–358.
4. Yamada, K. Effects of the chemical structure on the properties of polycarboxylate-type superplasticizer / K. Yamada, T. Takahashi,

S. Hanehara, M. Matsuhisa// Cement and Concrete Research. – 2000. – V. 30. – № 2. – P. 197–207.

5. Батяновский, Э.И. Нанотехнологии и углеродные наноматериалы в строительном материаловедении / Э.И. Батяновский, П.В. Рябчиков, В.Д. Якимович // Строительная наука и техника. - №3(24). – 2009. – С. 22–29.

6. Батяновский Э.И. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента и цементного камня / Э.И. Батяновский, А.В. Крауклис, П.П. Самцов, П.В. Рябчиков, П.П.Самцов // Строительная наука и техника. № 1–2 (28–29), 2010. – С. 3–10.

7. Елецкий, А.В. Углеродные нанотрубки / А.В. Елецкий // Успехи физических наук. – 1997. – Т. 167, № 9. – С. 945–972.

8. Лещинский, М.Ю. Испытания бетона: Справочное пособие / М.Ю. Лещинский. – М.: Стройиздат, 1980. – 360 с.

9. Линников, О.Д. Закономерности кристаллизации неорганических солей из водных растворов: дис. докт. химич.наук: 02.00.04/ О.Д. Линников. –Екатеринбург, 2011. – С. 32–46.

10. Рябчиков, П.В. Составы и свойства высокопрочного бетона, содержащего углеродные наноматериалы / П.В. Рябчиков, В.Д. Якимович, Э.И. Батяновский. //Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. трудов /Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. РУП «Институт БелНИИС»; редкол. М.Ф. Марковский (председатель) [и др.]. – Минск: издатель А.Н. Вараксин, 2014. – № 6. – С. 343–359.

11. 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». – С-Пб., 2009. – 20 с.

12. Тейлор, Х. Химия цемента. Пер. с англ. / Х. Тейлор. – М.: Мир, 1996. – 560 С.

УДК 624.012

PROPERTIES OF LIGHTWEIGHT CONCRETE CONTAINING
TREATED PUMICE BY ALKALINE SOLUTION

HESHAM ALSHARIE

Jerash University
Civil Engineering Department
P.O. Box 954
Irbid -Jordan

Abstract. The properties of lightweight concrete containing pumice treated with sodium hypochlorite (NaOCl), were experimentally investigated in this study. The study used treated pumice as 100 % replacement of fine and coarse aggregates in concrete mixtures. Untreated pumice aggregates were used to prepare reference mixtures. In addition, the study investigated the effect of sodium hypochlorite on pumice properties. The concrete compressive strength at ages of 7 and 28 days was tested. The results showed that the compressive strength of concrete that contained treated pumice increased by 200 % as compared to concrete containing untreated pumice. The pumice aggregate treated with NaOCl increased the pumice strength and improved its physical characteristics as the mean of specific gravity and abrasion resistance.

Introduction. Lightweight concrete (LWC) is considered a suitable construction alternative whenever it is essential to reduce the dead-loads in structures, and saving energy conservations whenever there is an abundance of local lightweight aggregates [1]. However, for many purposes, the advantages of lightweight concrete outweigh its disadvantages, and there is a continuing worldwide trend towards more lightweight concrete in applications such as pre-stressed concrete, high-rise buildings and even shell roofs. In general, lightweight concrete has a density ranged between 800 to 1800 kg/m³ [2]. Using porous lightweight aggregates instead of traditional material can lower concrete density. Pumice is frequently used as a lightweight aggregate mainly for lightweight structural concretes. Pumice aggregate exists in several places around the world, where volcanoes have erupted [3]. Large number of researchers studied the properties of concrete containing pumice aggregate;

many of them conduce with admixtures such as Superplastizer and Slica fume to enhance properties of concrete. Limited number of researches considered that using treated pumice with sodium hypochlorite could improve lightweight concrete strength. Abdulla et al. [4] studied the effect of using treated rubber in the properties of lightweight cement mortar.

Kılıç et al. [5] studied the effect of aggregate on lightweight concretes (LWC) unit weight and strength characteristics. Five different lightweight concrete mixtures with five different aggregates were used to achieve study objective, pumice aggregate lightweight concrete (PLWC), a scoria aggregate lightweight concrete (SLWC), and three scoria-pumice commixture aggregate lightweight concretes (SPLWC-I, (SPLWC-II) and (SPLWC-III). Average dry unit weights of (PLWC), (SLWC), (SPLWC-I), (SPLWC-II) and (SPLWC-III) mixtures were 1368, 1696, 1638, 1477, 1997 kg/m³, respectively. Specimen's compressive and flexural tensile strength and unit weight were determined at 28 days period. The result shows that the (PLWC), (SLWC), (SPLWC-I), (SPLWC-II), and (SPLWC-III) mixtures generated **15.8, 44.1, 30.5, 27.6, 23.3, MPa compressive strength, respectively.** **Uğur [6] studied the** ability of improving the strength of the lightweight concretes containing pumice aggregate using several additional admixtures and mixes. The experimental investigation conducted on Turkish pumice lightweight concretes showed that different types of additives could increase the strength of pumice. The increase in fine aggregates obtained high strength; thus, it is not desired to use high quantities of line aggregates, because of the high density. Binici [7] studied the effect of using crushed ceramic and basaltic pumice as fine aggregates on concrete mortars properties. Results indicated that ceramic wastes and basaltic pumice concretes had good workability. It was found also that abrasion resistance has increased as the rate of fine crushed ceramic and crushed basaltic pumice increased. Fine crushed ceramic concrete had 30 % lower abrasion than crushed basaltic pumice concrete. The compressive strength of concrete increased with fine crushed ceramic content.

Finally, Results of this study showed that we can use fine crushed ceramic and crushed basaltic pumice very conveniently in concrete to achieve high abrasion resistance and high compressive strength. A.Abdulla [8] studied the properties of lightweight cement mortar using porcelain stone as fine aggregate. Porcelain stone as fine aggregate was used to produce lightweight cement mortar with good compressive

strength. The porcelain stone was treated with Sodium Hypochlorite to improve the mechanical properties of this lightweight stone. The results show a significant improvement in the mechanical properties of cement mortar and a decrease in absorption of porcelain stone with small increase in density less than 8 %.

This paper presents the results of an experimental investigation on the effect of using treated pumice stone as fine and coarse aggregate on lightweight concrete properties. Treated pumice was used as 100 % replacement of fine and coarse aggregate in concrete mixtures. Untreated pumice aggregate was used to prepare reference mixtures. This study also investigated the effect of sodium hypochlorite on pumice properties. The experimental program was conducted on (150×150×150 mm) cubes and (150×300 mm) cylinders. Compressive strength was tested at an age of 7 and 28 days. Additionally 100×100×100 mm cubes of pumice stone were used to determine pumice stone compressive strength, specific gravity, unit weight, and abrasion resistance.

Methodology

Materials. Cement: Ordinary Portland cement (Type 1 produced by Lafarge Company) was used where it is confirmed by ASTM C-150 Type 1 [9].

Pumice: Pumice rocks used are from Al-Safawi region, east of Jordan. Pumice cubes were cut to cubes with approximately 100 mm cross sectional dimension. Pumice cubes were crushed in to different sizes to be used as fine and coarse aggregate (maximum size 20 mm) which were used to prepare control and treated concrete specimens. Table 1 shows the characteristics of pumice stone. Table 2 shows the sieve analysis, test results for pumice aggregate.

Table 1

Characteristics of pumice aggregate before and after treatment

Physical Properties	Untreated Pumice As fine aggregate	Untreated Pumice As coarse aggregate	Treated Pumice As fine aggregate	Treated Pumice As coarse aggregate
1	2	3	4	5
Color	Dark grey	Dark grey	Black	Black
Compressive strength (MPa)	19.4		30.49	

Окончание табл. 1

1	2	3	4	5
Density kg/m ³	1096.5		1174.5	
Specific gravity	1.66	1.8	1.7	1.88
Absorption	8 %	6.6 %	6 %	3.4 %
Abrasion	—	55 %	-	45 %

Table 2

Sieve analysis test results for pumice

Sieve size	Passing percent % for pumice Aggregate
10.00 mm	97
5.00 mm	93
2.36 mm	77
1.18 mm	40
600 μm	33
300 μm	15
150 μm	11

Alkaline solution: Sodium hypochlorite (NaOCl) 0.1 M, pH = 12 was used to treat pumice stone.

Treatment and mixing. Treatment: A total of six pumice cubes were immersed in NaOCl alkaline solution for 24 hours then washed very well and dried in oven to remove the effect of alkaline solution on concrete, after that the compressive strength were tested. Table 1 shows characteristics of treated pumice as fine and coarse aggregate. Specific gravity and absorption for fine and coarse aggregate were obtained according to (ASTMC128–88) and (C127–88) [10–11]. Sieve analysis and abrasion were conducted according to (ASTM C136–84a) and (C131–88) [12–13]. Figure shows pumice cubes after treatment.

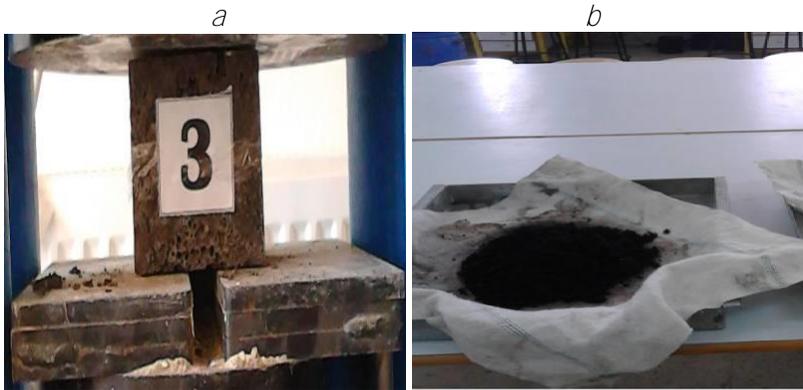


Fig. 1. Treated pumice cubes (a) before crushing (b) after crushing
Mixing

All concrete mixtures were of the same proportions of concrete ingredients. The proportions of the cement content, water content, and pumice as fine and coarse aggregate were 336 kg/m^3 , 246 kg/m^3 , 519 kg/m^3 and 415 kg/m^3 , respectively. The maximum aggregate size was 20 mm. The proportions were determined according to ACI-211 mix design procedure and A. M. Neville and J. J. Brooks design of lightweight aggregate [14–15] to achieve a 20 MPa compressive strength and 9.5 cm slump. Slump test obtained was according to ASTM C143 [16]. Casting and curing of concrete cylinders and cubes were done according to ASTM C 39–86 [17].

Results and discussions:

Color

Pumice cubes color changed from dark grey to black after treating by NaOCl.

Density

Pumice cubes density increased about 7% by NaOCl solutions, as shown in Table 3 and Table 4.

Specific gravity

NaOCl solution caused slight increase in the pumice specific gravity. Specific gravity of treated pumice used as fine aggregate is approximately 2.4 % higher than untreated pumice, whereas specific gravity of treated pumice used as coarse aggregate is approximately 2 % higher than untreated pumice as shown in Table 1.

Absorption

Results showed that NaOCl solution decreased absorption percentage about 25 % and 48 % for fine and coarse pumice aggregate, respectively as shown in Table 1.

Table 3

Compressive strength of untreated pumice cubes

Cube #	Cube cross sectional area (mm ²)	Sample volume (mm ³)	Sample weight (g)	Sample density (kg/m ³)	Compressive strength (N/mm ²)
1	96303	956697	1103	1152	21.8
2	10506	1071612	1198	1118	20.1
3	10100	99990	1075	1075	20.2
4	9120	866400	1032	1191	19.2
5	10815	1146390	1141	995	20.2
6	11128	1179568	1236	1048	15.2
Sum	147972	5320657	6785	6579	116.6
Av.	33273.5	1614103	2077.8	2001	35.2

Abrasion

NaOCl solution increased pumice abrasion resistance. NaOCl solution decreased pumice abrasion ratio about 3.85 % as shown in Table 1.

Compressive strength of limestone and pumice cubes

Table 2 shows the results of untreated pumice cubes compressive strength. The results indicated that the average compressive strength of untreated pumice cubes is equal to 19.4 MPa. Table 3 shows that treated pumice cubes have an average compressive strength equal to 30.49, MPa. NaOCl solution increased strength of pumice cubes about 36 % as compared with untreated pumice cubes. Fig. 2 shows the compressive strength of treated pumice.

Compressive strength of concrete cubes and cylinders

Table 5 shows that the compressive strength of concrete containing treated pumice cubes at 7 and 28 ages increased about 208 % and 203 %, respectively as compared with concrete containing untreated pumice aggregate. Table 6 shows that the average compressive strength of treated pumice concrete cylinders increased about 189 % and 209 % at ages of 7 and 28 days, respectively. Figures 2 and 3 summarize the results graphically. Figure 4 shows the compressive strength of treated pumice concrete cubes and cylinders.

The results show the high effect of a very inexpensive alkaline solution on the increase of concrete strength.

Table 4

Compressive strength of treated pumice cubes

Cube #	Cube cross sectional area (mm ²)	Sample volume (mm ³)	Sample weight (g)	Sample density (kg/m ³)	Compressive strength (N/mm ²)
1	8648	769672	1013	1310	26.5
2	9408	921984	1075	1166	27.3
3	11448	119592	1136	954	36.1
4	10710	1145970	1162	1014	35.3
5	8930	866210	1126	1230	28.6
6	8740	795522	1092	1373	29.2
Sum	57884	4618950	6604	7047	182.9
Av.	17853.3	1411371	2032.5	2130.7	56.6

Table 5

Average compressive strength of concrete cubes with untreated pumice and treated pumice

	Age (days)	Untreated Pumice (MPa)	Treated Pumice (MPa)	Increment Percent (%)
Mixture 1	7	14.2	30.7	216 %
	28	23.2	46.2	208 %
Mixture 2	7	15.5	32.3	200 %
	28	23.8	47.2	198 %

Table 6

Average compressive strength of concrete cylinders with untreated pumice and treated pumice

	Age (days)	Untreated Pumice (MPa)	Treated Pumice (MPa)	Increment Percent (%)
Mixture 1	7	14.2	26.9	189 %
	28	21.2	44.5	209 %

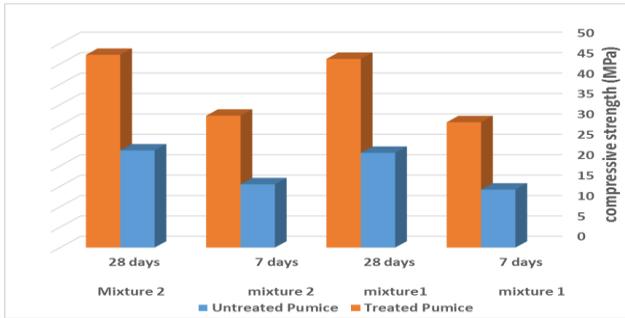


Fig. 2. Average compressive strength of concrete cubes with untreated pumice and treated pumice

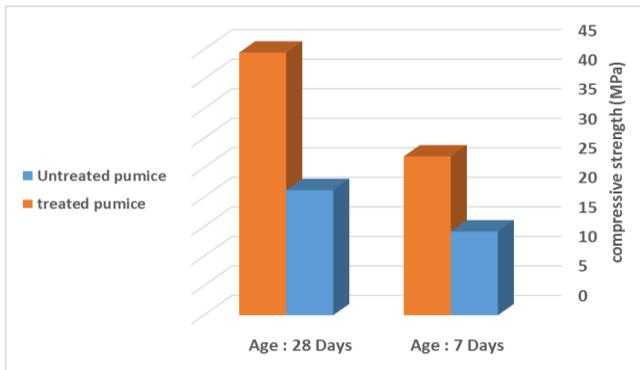


Fig. 3. Average compressive strength of concrete cylinders with untreated pumice and treated pumice



Fig. 4. Compressive strength testing of (a) Treated pumice concrete cubes (b) Treated pumice concrete cylinders

Conclusion. NaOCl solution improves pumice properties and thus the properties of concrete that contain treated pumice are improved. The following remarks can be summarized as per to the experimental study. It showed that the NaOCl increased pumice density and specific gravity about 7 % and 2.4 %, respectively. NaOCl also affected pumice abrasion resistance since the abrasion percentage decreased about 3.85 %. With that said, NaOCl adversely affects pumice absorption and increases pumice compressive strength by app. 36 % as compared to untreated pumice aggregate. Using treated pumice increases concrete compressive strength more than ten times compared to its original strength. Finally, Using treated pumice is recommended to produce lightweight concrete with high strength.

Recommendation for future works. Make an SEM (Scanning electronic microscope) tests on concrete that contains pumice treated with NaOCl solution and several physicochemical tests on pumice treated with NaOCl.

Acknowledgement. The author would like to thank Prof. Aziz I. Abdulla for his guidance, valuable recommendations and endless help throughout this research.

REFERENCES

1. E. Yeoh, H. Koh, F. Zamzuri Flexural strength of timber-lightweight concrete composite beam. Brunei international Conference on Engineering and Technology 20Q5 (BICET 2005), 15–17 August 2005, Brunei.
2. A.Kan, R. Demirboga.A novel material for lightweight concrete production Cement and concrete composites2009; 31(7):489–495.
3. A. Kornev, G. Kramar, A. Kudryavtsev. 1980. Design peculiarities of-pre-stressed supporting constructions from concretes on porous aggregates. The Com rete Society, The Constitution Press. Lancaster. London, New York.UK.
4. Abdulla, Aziz Ibrahim, Wisam Amer Aules, and Salwa Hadi Ahmed. Cement Mortar Properties Contain Crumb Rubber Treated with Alkaline Materials, Modern Applied Science 4.12 (2010): p156.
5. C. Kilic1, Ati. D, A. Teymen, O. Karahan, A.Kamuran. The effects of scoria and pumice aggregates on the strengths and unit weights of lightweight concrete scientific Research and Essay 2009; 4(10): 961–965.
6. **İ.Uğur, “Improving the strength characteristics of the pumice aggregate lightweight concretes.” 18th International Mining Congress and Exhibition at Turkey-IMCET 2003, 2003, ISBN 975-395-605.**
7. H. Binici. Effect of crushed ceramic and basaltic pumice as fine aggregates on concrete mortars properties. Construction and Building Materials 2007. 21 (2007): 1191–1197.
8. A. Abdulla, H. Saleh, Y. Salih. Lightweight cement mortar using treated porcelain. International Review of Civil Engineering 2012; 3(1).
9. ASTM C-150: Standard Specification for Portland cement.
10. ASTM C128-88: Standard test method for specific gravity and absorption of fine aggregate.
11. ASTM C 127-88: Standard test method for specific gravity and absorption of coarse aggregate.
12. ASTM C136-84a: Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregate).
13. ASTM C 131-88: Standard test method for abrasion (Los Angeles machine).

14. American Concrete Institute. (1991). "Standard practice for selecting properties for normal, heavyweight and mass concrete". ACI committee 211.1, Farmington Hills, USA.
15. A.M Neville and J. J. Brooks, Concrete technology. Philadelphia, 2010, design of light weight aggregate mixes pp: 392–393.
16. Standard test method for test for compressive strength of cylindrical concrete specimens: ASTM C 39–86.
17. Standard test method for slump of hydraulic-cement concrete: ASTM C143.

**РАЗДЕЛ VI. МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ
И ФУНДАМЕНТЫ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**ИННОВАЦИОННАЯ ПОДГОТОВКА
ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ НА ОСНОВЕ ЕВРОПЕЙСКИХ
СТАНДАРТОВ (ЕВРОКОДОВ)**

(г. Минск, БНТУ – 30.05.2017)

УДК 692.1

**РАСЧЕТ СТОЛБЧАТОГО ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА
МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ПО EN 1997 ЕВРОКОДА 7
И РАСЧЕТ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ДЕЙСТВУЮЩЕГО
ТКП 45-1.01-67 (СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ
ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ)**

АРХАНГЕЛЬСКАЯ Т. М., ЕРОХИНА Ю. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Еврокод 7 состоит из двух частей: 1 – общие правила, 2 – исследования и испытания грунтов. Первая часть содержит общие принципы геотехнического проектирования для обеспечения безопасности, надежности и долговечности зданий и сооружений, возводимых на грунтовых и скальных основаниях.

В Еврокоде 7 выделено три подхода к проектированию по методу предельных состояний в стабилизированном и нестабилизированных режимах. При расчетах по предельным состояниям вводятся частные и корреляционные коэффициенты. В зависимости от подхода к проектированию частные коэффициенты могут применяться к воздействию, к результатам воздействий, к сопротивлению материала, к показателям прочности основания. Общего или комбинированного подхода пока нет. Отличия в геотехническом проектировании в различных странах учтены в Еврокодах путем предоставления выбора альтернативных методов расчета, определяемых на

национальном уровне (NDPs) в Национальном приложении, которое может содержать данные, оставленные в Еврокоде открытыми для национального выбора.

В Еврокоде 7 рассматриваются два предельных состояния: по несущей способности и по пригодности к эксплуатации. Для расчета фундаментов используется один из трех методов проектирования и расчета: прямой метод, косвенный метод или директивный метод. Выбор метода определяет расчетную модель и методику расчета.

Наиболее достоверным способом сравнения национальных норм с Еврокодом 7 является прямое сопоставление результатов геотехнических расчетов.

Ниже приведен пример расчета столбчатого плитного фундамента мелкого заложения по EN 1997 Еврокоду 7 [1] и с использованием действующего ТКП 45-5.01-67 [2].

Рассмотрим столбчатый плитный фундамент под колонну, высота нижней ступени фундамента принята 0,5 м, размеры в плане 1,8 на 1,8 м. Глубина заложения подошвы фундамента 1,5 м. Нагрузки приложены к центру тяжести фундамента и проходят через ее центр тяжести, т. е. эксцентриситет отсутствует. Нагрузки на обрез фундамента составляют: постоянная вертикальная нагрузка $P_k = 200$ кН, временная $Q_k = 50$ кН.

Физико-механические параметры грунта следующие:

Вид грунта – супесь малопрочная;

Удельный вес грунта $\gamma = 19$ кН/м³;

Удельное сцепление грунта $c = c_{u,k} = 30$ кПа;

Угол внутреннего трения грунта $\varphi = 15^\circ$.

Выполним проверку по предельному напряженному состоянию грунтового основания.

Расчет предельного напряженного состояния по несущей способности по EN 1997 Еврокоду 7 при недренированных условиях сводится к проверке условия:

$$V_d \leq R_d, \quad (1)$$

где V_d – расчетная нагрузка предельного напряженного состояния, перпендикулярная к плоскости опирания;

R_d – расчетное сопротивление фундамента против действующих на него нагрузок (используется прямой метод, аналитическая модель).

$$V_d = \gamma_c (P_k + G_{pad,k}) + \gamma_Q Q_k, \quad (2)$$

где γ_c, γ_Q – коэффициенты воздействия комплекта А1 табл. А.3 согласно третьему подходу проектирования [2];

$G_{pad,k}$ – вес фундамента и грунтовой засыпки на нем.

$$G_{pad,k} = ((1,8 \cdot 1,8 \cdot 0,5 + 1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 25 + (1,8 \cdot 1,8 \cdot 1 - 1 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 18) = 106 \text{ кН},$$

тогда $V_d = 1,35 \cdot (200 + 106) + 1,5 \cdot 50 = 488,1 \text{ кН}$.

В соответствии с приложением D.3 формула D.1:

$$\frac{R_d}{A'} = (\pi + 2) c_{u,d} b_c S_c i_c + g_d, \quad (3)$$

где $c_{u,d} = c_{u,k} / \gamma_c = 30 / 1,4 = 21,4 \text{ кПа}$;

$$S_c = 1,2 \text{ при } b/l = 1;$$

$b_c = 1$ при горизонтальном основании и поверхности грунта;

$i_c = 1$ при действии вертикальной нагрузки;

$$g_d = (\gamma / \gamma_c) \cdot 1,5 = 18 \cdot 1,5 = 27 \text{ кПа};$$

$$R_d / A' = 159 \text{ кПа}.$$

Расчетное значение вертикальной несущей способности фундамента составит:

$$R_d = 1,8 \cdot 1,8 \cdot 159 = 515,16 \text{ кН}.$$

Таким образом, условие $V_d \leq R_d$ выполняется.

Выполним аналогичный расчет по методике, изложенной в ТКП 45-5.01-67 п.5.9, при аналогичных условиях.

Расчет оснований по несущей способности (прочности, устойчивости) производится из условия:

$$F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot \Phi_{u,i}, \quad (4)$$

где F – внешняя расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации, кН;

Φ_u – наименьшая несущая способность основания из условия его предельного равновесия или прочности скального грунта по направлению нагрузки F , кН ;

$\gamma_c = 0,85$ – коэффициент условий работы, принимаемый для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии;

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, равный 1,2 для зданий и сооружений I уровня ответственности.

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания Φ_v , кН, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии, определяется по формуле

$$\Phi_v = b' l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_1), \quad (5)$$

где $b' = l' = 1,8$ м – приведенные ширина и длина фундамента;

$N_\gamma = 1,35$, $N_q = 3,94$, $N_c = 10,98$ – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые от расчетного значения угла внутреннего трения грунта $\varphi_1 = 15^\circ$;

$\gamma_1 = \gamma_1' = 19$ кН/м³ – расчетный удельный вес грунтов, находящийся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента;

$c_1 = 30$ кПа – расчетное удельное сцепление грунта;

$d = 1,5$ м – глубина заложения фундамента;

ξ_γ, ξ_q, ξ_c – коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta}; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta}; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}. \quad (6-8)$$

Так как соотношения сторон фундамента $\eta = l/b = 1$ то $\xi_\gamma = 0,75$, $\xi_q = 2,5$; $\xi_c = 1,3$.

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания:

$$\Phi_v = 1,8 \cdot 1,8 \cdot (1,35 \cdot 0,75 \cdot 1,8 \cdot 19 + 3,94 \cdot 2,5 \cdot 19 \cdot 1,5 + 10,98 \cdot 1,3 \cdot 30) = 2409 \text{ кН.}$$

Условие $F = \underline{488,1} \text{ кН} \leq 0,85 \cdot 2409/1,2 = \underline{1706} \text{ кН}$ выполняется.

В связи с тем, что основание в приведенной выше методике расчета несущей способности по Еврокод 7 работает без осушения (дренирования), а также руководствуясь с п. 5.9.8 ТКП, согласно которому «при соответствующем обосновании (короткие сроки возведения сооружения или нагружение его эксплуатационными нагрузками, отсутствие в основании дренирующих слоев грунта или дренирующих устройств) допускается в запас надежности принимать $\varphi_1 = 0$, а c_1 – соответствующим нестабилизированному состоянию грунтов основания и равным прочности грунта по результатам неконсолидированного среза c_u (ГОСТ 12248, ГОСТ 20276)», исключим из формулы определения предельного сопротивления компоненту трения.

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания в данном случае будет равна:

$$\Phi_v = 1,8 \cdot 1,8 \cdot (0 \cdot 0,75 \cdot 1,8 \cdot 19 + 1,0 \cdot 2,5 \cdot 19 \cdot 1,5 + 5,14 \cdot 1,3 \cdot 21,4) = 694,15 \text{ кН}$$

Условие $F = \underline{488,1} \text{ кН} \leq 0,85 \cdot 694,15/1,2 = \underline{491,7} \text{ кН}$ выполняется.

Расчетные значения вертикальной несущей способности фундамента определенные по Еврокоду 7 и ТКП 45-5.01–67 «Фундаменты плитные. Правила проектирования» отличаются на 4,55 %.

Из приведенных данных следует, что имеется практически идеальная сходимостъ результатов расчетов, не смотря на полное отличие методик расчета.

На основании выполненных исследований сделаны следующие выводы:

1. Несмотря на существенное различие расчетных схем и методик, изложенных в ТКП 45-5.01–67 и Еврокоде 7, результаты расчетов имеют хорошую сходимостъ, что допускает применение европейских норм в Республике Беларусь.

2. В отличие от серии ТКП, где в каждом приложении присутствуют детальные примеры расчета, Еврокод 7 содержит только общие формулы и подходы, что ограничивает его применение даже специалистами геотехниками.

3. Главные ограничения применения в Республике Беларусь Еврокода 7 – отсутствие информационно-справочных материалов и пособий, содержащих примеры расчета и конструирования, а также соответствующего образовательного компонента в системе подготовке специалистов по инженерной геологии и промышленному, гражданскому, транспортному и энергетическому строительству.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. EN 1997-2. Eurocode 7 – Geotechnical Design - Part 1: General rules.
2. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45-5.01–67.

УДК 624.138.26

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ГРУППОВОГО ЭФФЕКТА ФУНДАМЕНТОВ ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ ЖИЛЫХ ДОМОВ № 13, 23, 26, 36 В КОМПЛЕКСЕ «МАЯК МИНСКА»

СОРОКО Р. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

До настоящего времени проведено большое количество экспериментальных и теоретических исследований несущей способности и деформативности свай в различных грунтовых условиях. Исследован характер распределения напряжений вдоль боковых поверхностей и под нижними концами свай. Большое значение имеют результаты исследований напряженно-деформированного состояния грунта в основании свай и свайных фундаментов проведенных Ф.К. Лапшиным [1], Л.Д. Козачком [2], М.С. Грутманом [3], А.А. Бартоломеем [4] и др.

В действующих нормативных документах описаны методики определения несущей способности одиночных буронабивных свай (определяется по таблицам нормативных документов либо по результатам полевых исследований – испытанием свай статической

и динамической нагрузкой, статическим и динамическим зондированием) [6–8]. Но в них не отражены особенности взаимодействия свай в составе свайных фундаментов.

Анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований, проведенных до настоящего времени в странах СНГ и за рубежом, а также данных модельных исследований, выполненных в лаборатории и на полигоне кафедры "Геотехника и экология в строительстве" Белорусского национального технического университета, и натурных испытаний на строительных площадках г. Минска показали, что традиционные расчетные схемы для определения несущей способности и осадки свайных фундаментов чрезмерно упрощены, не учитывают взаимодействие элементов фундамента, а результаты расчетов часто в несколько раз отличаются от экспериментальных данных [5].

В соответствии с действующими техническими нормативными правовыми актами (ТНПА) осадка группы свай определяется для условного массива. Принимается, что грунт в пределах условного фундамента оседает вместе со сваями. Такая схема не позволяет правильно отразить роль шага, диаметра и длины свай, учесть взаимодействие ростверка с основанием. Экспериментально было установлено [4], что при уменьшении шага свай в группе от $6d$ до $3d$ без изменения размеров условного фундамента осадка последне-го снижалась в 2 и более раза.

Такая несогласованность теоретических и экспериментальных данных влечет за собой необходимость разработки методики определения взаимного влияния свай в составе свайных фундаментов в зависимости от грунтовых условий площадки, физических и геометрических параметров свай, способа их устройства.

Учет взаимного влияния свай и распределения нагрузки между ними является одним из путей повышения несущей способности и увеличения эффективности свайных фундаментов, а в период строительства и эксплуатации здания позволит дать достоверную оценку напряженно деформированного состояния системы «грунт-основание», необходимую для определения осадок и крена фундамента, прогибов ограждающих конструкций, дополнительных осадок фундаментов окружающей застройки [9].

Явление взаимного влияния свай недостаточно изучено для применения в практике проектирования. В этом случае первоочередной

задачей для проектировщиков становится максимальное использование несущей способности основания, что подразумевает использование уточненных и новых расчетных схем, отражающих работу и взаимодействие здания и основания.

Изучение теоретических и экспериментальных данных о работе одиночных свай, и свай, находящихся в составе свайных фундаментов, является важной частью проектирования.

Одним из способов определения взаимного влияния свай в составе свайных фундаментов является геодезический мониторинг. В данной статье приведены данные касающиеся проектирования и строительства четырех 19-этажных жилых домов в комплексе «Маяк Минска» под номерами № 13, 23, 26, 36.

В геоморфологическом отношении площадка строительства приурочена к флювиогляциальной равнине. В геологическом строении участвуют отложения голоценового (техногенные образования) и сожского (флювиогляциальные и моренные отложения) горизонтов.

В соответствии с СТБ 943–2007, ГОСТ 20522–96 в пределах площадки выделены инженерно-геологические элементы (ИГЭ):

ИГЭ-1. Насыпной грунт.

ИГЭ-2. Песок средний средней прочности.

ИГЭ-3. Песок крупный и гравелистый средней прочности.

ИГЭ-4. Песок крупный и гравелистый прочный.

ИГЭ-5. Супесь моренная средней прочности.

ИГЭ-6. Супесь моренная прочная.

Грунты по прочности расчленены по данным зондирования, комплексно отражающим структурно-текстурные особенности грунтов. Характер пространственной изменчивости основных показателей физико-механических свойств грунтов в пределах выделенных ИГЭ незакономерный, значения коэффициентов вариации удовлетворяют требованиям ГОСТ 20522–96.

При устройстве свайного основания для каждого из домов № 13, 23 было выполнено 155 буронабивных свай, диаметром 426 мм, длиной 9–11 метров (рис. 1–2). Допускаемая нагрузка на сваю 750 кН была принята по данным натурных испытаний грунтов одиночными сваями. Несущим слоем для свай является ИГЭ-6 (супесь моренная прочная).

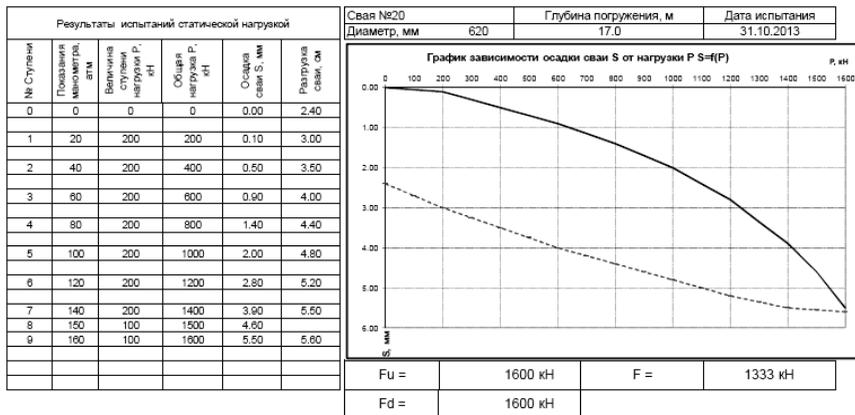


Рис. 3. График испытания буронабивной сваи дома № 26

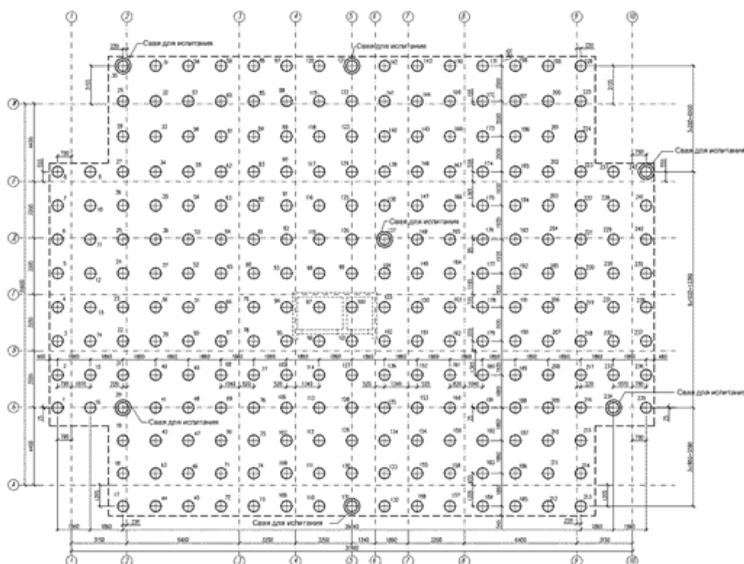


Рис. 4. Схема свайного поля домов №26 и №36

В течение всего периода строительства осуществлялся мониторинг осадок зданий с привязкой к пунктам геодезической сети (рис. 5).

Дата/ № ПП	X	у	Z	Z	Отклоне- ние,мм	Z	Отклоне- ние,мм	Z	Отклоне- ние,мм	Z	Отклоне- ние,мм	Z	Отклоне- ние,мм	Z	Отклоне- ние,мм
	после устр. перекрытия над подвалом 25.02.2014г.			после устр. перекрытия над 4-м эт. 21.03.2014г.		после устр. перекрытия над 8-м эт. 25.04.2014г.		после устр. перекрытия над 12-м эт. 06.06.2014г.		после устр. перекрытия над 19-м эт. 5.03.2015г.		после устр. перекрытия над 19-м эт. 13.06.2016г.		после окончания строительства 13.01.2017г.	
13.1	3308.440	6551.950	218.271	218.268	-3	218.267	-4	218.244		утрач.		утрач.		утрач.	
13.2	3312.094	6561.131	218.229	218.227	-2	218.226	-3	218.225	-4	218.224	-5	218.214	0	218.212	-2
13.3	3316.669	6576.782	218.431	218.429	-2	218.428	-3	218.427	-4	218.426	-5	218.426	-5	218.424	-7
13.4	3305.753	6583.121	218.379	218.376	-3	218.375	-4	218.374	-5	218.373	-6	218.372	-7	218.371	-8
13.5	3292.549	6586.426	218.249	218.246	-3	218.245	-4	218.244	-5	218.243	-6	218.242	-7	218.240	-9
13.6	3289.978	6574.246	218.256	218.253	-3	218.252	-4	218.251	-5	утрач.		утрач.		утрач.	
13.7	3286.648	6558.276	218.260	218.257	-3	218.256	-4	218.255	-5	218.253	-7	218.253	-7	218.251	-9
13.8	3296.820	6552.162	218.234	218.231	-3	218.23	-4	218.229	-5	218.228	-6	218.228	-6	218.226	-8
13.9	3301.159	6568.060	217.356	217.353	-3	217.352	-4	217.351	-5	217.350	-6	утрач.		утрач.	

Рис. 5. Результаты наблюдений за осадками дома № 13

По результатам мониторинга осадка зданий составила:

- дом № 13 – 8,5 мм;
- дом № 23 – 8,5 мм;
- дом № 26 – 13 мм;
- дом № 36 – 13 мм.

Использование при строительстве домов № 13 и № 23 меньшего количества свай (155 свай) чем при строительстве домов № 26 и № 36 (242 сваи), обусловлено наличием под фундаментной плитой в пределах глубины погружения свай грунтов (песков средней прочности и прочных), позволяющих воспринять значительную часть нагрузки. Инженерно-геологические условия площадок строительства домов №26 и №36 не позволили применить комбинированный вариант фундамента, и привели к необходимости передавать нагрузку на грунты основания только сваями. Для сравнения величины наблюдаемой осадки с расчетными значениями, выполнены расчеты согласно методикам, описанным в нормативных документах и приведены в табл. 1.

Для определения доли нагрузки, воспринимаемой фундаментной плитой при осадке здания, было произведено решение обратной задачи определения осадки фундамента на сжимаемом основании методом послойного суммирования при заданной величине осадки $S_{гр}$. Вычисления показали, что плитная часть фундаментов домов №13 и № 23 воспринимает 25–30 % общей нагрузки на основание, в то время как для домов № 26 и № 36 эта величина составляет 10 %.

Таблица 1

Сравнение осадок свайных фундаментов домов № 13, 23, 26, 36

№	Осадка здания, мм		
	ТКП 45-5.01-254-2012	СП 24.13330-2011	Мониторинг
13	70	50	8,5
23	66	52	8,5
26	75	120	13
36	60	130	13

Оставшуюся часть нагрузки передают на грунты основания сваи. Зная нагрузку, воспринимаемую сваями, и их количество, легко найти усилие $N_{ср}$, приходящееся на 1 сваю в составе фундамента. Далее по графикам испытаний определяем осадку S_1 одиночной сваи при нагрузке равной $N_{ср}$. Тогда коэффициент группового эффекта, отражающий взаимодействие свай, и выражающий снижение жесткости сваи в группе определим как отношение осадки свайного фундамента к осадке одиночной сваи при заданной нагрузке на сваю:

$$k_{гр} = \frac{S_{гр}}{S_1}$$

В табл. 2 приведены обобщенные результаты расчетов.

Таблица 2

Сравнение параметров свайных фундаментов домов № 13, 23, 26, 36

№	Доля нагрузки, воспринимаемая (%)		Наблюдаемая осадка ф-та, $S_{гр}$, мм	Нагрузка $N_{гр}$ на 1 сваю в составе ф-та, кН	Осадка S_1 одиночной опытной сваи при $N_{гр}$, мм	Кэф. группового эффекта, $K_{гр} = S_{гр}/S_1$	Шаг свай в составе ф-та, d
	плитой	сваями					
13	25	65	8.5	880	7.7	1.10	5.75
23	27	63	8.5	860	7.6	1.12	5.75
26	12	88	13	675	1.2	10.83	3
36	12	88	13	666	1.3	10.00	3

Заключение. Результаты проведенных автором статьи, показали, что осадки свайных фундаментов существенно отличаются от расчетных значений.

Жесткость сваи в составе свайного фундамента снижается в сравнении с жесткостью одиночной сваи.

Экспериментально доказано, что при шаге свай близком к $6d$ взаимное влияние свай в группе незначительно.

Разработка методики определения осадки свайных фундаментов с учетом коэффициента группового эффекта позволит более эффективно использовать прочностные и деформационные свойства основания и оптимизировать затраты на устройство свайных фундаментов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям / Ф.К. Лапшин. – Саратов: Изд-во Сарат. ун-та, 1979. – 152 с.
2. Козачок, Л.Д. Распределение напряжений в основании моделей кустов свай / Л.Д. Козачок // Республ. межвед. науч.-техн. сб. – Киев: Будівельник, 1974. – Вып. 7 : Основания и фундаменты. – С. 47–51.
3. Грутман, М.С. Соппротивление сваи и свайного куста / М.С. Грутман // Республ. межвед. науч.-техн. сб. – Киев : Будівельник, 1975. – Вып. 8 : Основания и фундаменты. – С. 32–38.
4. Бартоломей, А.А. Основы прогноза осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей // Научно-технический журнал. Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1995. – № 3. – С. 8–10.
5. Сернов, В.А. Совместная работа свай с ростверками в песчаных и глинистых грунтах : дис. канд. техн. наук : 05.23.02 / В.А. Сернов. – Минск, 2010. – 181 л.
6. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов : П2-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 25.07.2000. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2001. – 26 с.
7. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование и устройство буронабивных свай : П13-01 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 22.02.01. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2002. – 46 с.

8. Грунты. Методы полевых испытаний сваями: ГОСТ 5686–96. – Введ. 01.01.96. – Минск: Межгос. науч.-технич. комиссия по стандартизации, технич. нормированию и сертификации в строительстве: НИИОСП им. Герсеванова, 1996. – 36 с.

9. Сороко, Р.А. Деформируемость основания здания на сплошной фундаментной плите, усиленной локальными сваями: дис. маг. техн. наук: 1-70.80.01 / Р.А. Сороко. – Минск, 2015. – 65 л.

УДК 624.131.37:624.131.43

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИЛАТАНТНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ В ИСПЫТАНИЯХ НА КОНТАКТНЫЙ СДВИГ

УЛАСИК Т. М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В исследованиях, посвященных влиянию дилатансии на прочность несвязного грунта [1–3] отмечается, что коэффициент упругого отпора при равномерном сжатии массива грунта отражает пропорциональность между приращением дилатантных напряжений и соответствующих дилатантных перемещений:

$$K = \Delta\sigma_d / \delta_d, \quad (1)$$

где K – коэффициент упругого отпора;

$\Delta\sigma_d$ – дилатантное напряжение;

δ_d – дилатантное перемещение.

Тогда для определения значений дилатантных перемещений в испытаниях на контактный сдвиг

$$\delta_d = f(\Delta\sigma_d, K). \quad (2)$$

Отсюда можно сделать вывод, что дилатантное напряжение, с одной стороны, является величиной, зависящей от прочностных параметров грунта, таких, как угол внутреннего трения, а, с другой стороны, зависит от упругих свойств грунтового массива, располагающегося над плоскостью сдвига. В свою очередь и дилатантная

составляющая сдвига является функцией коэффициента упругого отпора K и дилатантного перемещения δ_d .

$$\tau_d = f(K, \delta_d). \quad (3)$$

Следовательно, такая же прямо пропорциональная зависимость существует между предельными сдвигающими напряжениями и упругими свойствами грунтового массива.

На рис. 1 приведена схема контактного сдвига, где δ_d дилатантное перемещение, приращение толщины контактного слоя в процессе сдвига, σ_{no} – начальное вертикальное давление, возникающее от собственного веса грунта, $\Delta\sigma_d$ – дилатантное напряжение, возникающее при сдвиге (формулы 1, 2), σ_n – вертикальное давление с учетом дилатантного напряжения.

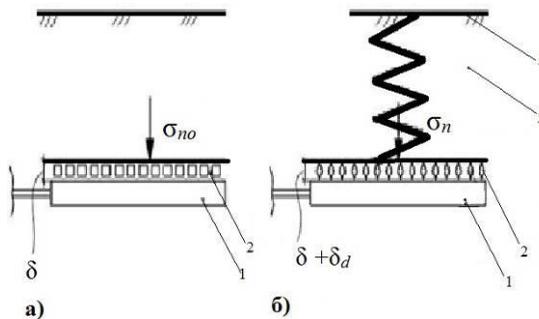


Рис. 1. Схема сдвига по контакту корня анкера в массиве грунта:
a – начальное состояние до начала сдвига; *б* – состояние предельной мобилизации контактного трения по поверхности корня анкера:
 1 – корень анкера; 2 – зона дилатансии; 3 – массив несвязного грунта;
 4 – граница зоны распределения упругих деформаций, поверхность грунта

В проведенных нами исследованиях на контактный сдвиг для различных видов несвязного грунта были определены дилатантные перемещения, составляющие, как правило, доли миллиметров. Какие же физические характеристики определяют величину дилатантных перемещений при контактном сдвиге?

При испытании несвязных грунтов зачастую возникает вопрос, к каким параметрам плотности отнести измеряемые при сдвиге прочностные параметры. Следует ли отнести их к начальному, исходному

состоянию несвязного грунта, либо к состоянию уплотненному, полученному уже в ходе опыта? Если к уплотненному состоянию, тогда параметры прочности в первую очередь должны зависеть, главным образом от гранулометрического состава, минерального состава зерен грунта, их окатанности. Такие характеристики как исходная плотность сложения, текстура, структура обычно выступают в роли второстепенных факторов [2]. Однако, для достижения несвязным грунтом состояния критической плотности и формирования дилатантных перемещений, важны, в первую очередь, именно эти второстепенные факторы, поскольку именно они определяют условия развития дилатансии при контактном сдвиге.

Если сравнить дилатантный распор, возникающий в песке пылеватом однородном, песке мелком однородном и песке крупном, то большее значение всегда фиксируется для более крупного песчаного грунта (сравнительные данные приведены в табл.1).

Таблица 1

Значения $\Delta\sigma_d$, $\Delta\tau_d$ и δ_d для песков различной крупности при изменении влажности в испытаниях

Вид грунта	$\Delta\sigma_d$, МПа	$\Delta\tau_d$, МПа	δ_d , мм	$\Delta\sigma_d$, МПа	$\Delta\tau_d$, МПа	δ_d , мм
	Образцы с влажностью до 5 %			Образцы с влажностью до 8 %		
Песок крупный среднеоднородный	0,148	0,065	0,217	0,143	0,061	0,210
Песок мелкий однородный	0,080	0,046	0,118	0,077	0,044	0,113
Песок пылеватый однородный	0,054	0,316	0,08	0,053	0,027	0,077

Известно, что за основу модели контактного сдвига принято допущение: вся зона деформаций грунта разделяется на зону упругих деформаций и область пластических деформаций [1]. Условная граница, отделяющая слой пластических деформаций скольжения зерен грунта от области упругих деформаций в массиве грунта, располагается нормально к плоскости сдвига и к вертикальной дилатантной составляющей напряжения $\Delta\sigma_d$.

Все деформации формоизменения при сдвиге, связанные с явлениями дилатансии или контракции, ведут к расширению или сужению полосы сдвига. В свою очередь, дилатантные напряжения неотъемлемо связаны с вертикальными дилатантными перемещениями δ_d и упругими деформациями, происходящими в исследуемом грунте.

Схема, показывающая начальное расположение зерен несвязного грунта, а также положение после приложения сдвигающей нагрузки с формированием дилатантного распора, который возникает непосредственно как следствие дилатантных перемещений, показана на рис. 2.

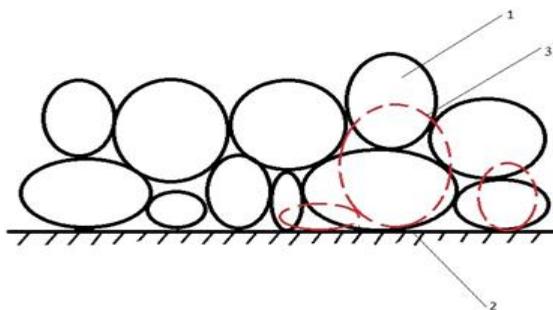


Рис. 2. Схема расположения зерен несвязного грунта у контактной поверхности: 1 – зерна несвязного грунта; 2 – контактная поверхность; 3 – положение зерен грунта после мобилизации контактного трения (разворот зерен)

Дилатантные перемещения для условий «стесненной» дилатансии, определенные нами при испытании песка крупного, среднеоднородного ($U_{max} = 6,28$) довольно незначительны и составляют $\delta_d = 0,14$ мм, $\sigma_o = 0,1$ МПа; $\delta_d = 0,19$ мм, $\sigma_o = 0,2$ МПа с коэффициентом упругого отпора $K = 420$ МН/м³. Соответствующие им дилатантные напряжения составили 0,05 МПа и 0,075 МПа.

Очевидно, что перемещения, составляющие доли миллиметров, вызывают значительный прирост нормального давления в плоскости сдвига.

В момент сдвига, как известно, грунт достигает определенной или «критической» плотности. И то, насколько близкой будет плотность грунта от начала испытания к «критической», определит дальнейшее поведение исследуемого образца [5]. Нами отмечен тот

факт, что в опытах на сдвиг несвязных грунтов при различных значениях нормального давления в диапазоне 0,1 МПа до 0,5 МПа предельные сдвигающие напряжения могут возникать как на этапе контракции, так и на этапе дилатансии.

Дилатантные перемещения в несвязном грунте влияют не только на дилатантный распор, но и на значение угла контактного трения. В сравнительных сдвиговых испытаниях нами было получены результаты, показывающие увеличение угла контактного трения при процентном увеличении содержания в образце более крупных зерен.

Так в испытаниях с коэффициентом упругого отпора $K = 680 \text{ МН/м}^3$ для песка среднеоднородного $U_{max} = 6,28$, угол контактного трения составил $24,5^\circ$, а для искусственной смеси – $33,7^\circ$ (приготовлена искусственная смесь на основе песка среднеоднородного с добавлением 8 % зерен диаметром 5–10 мм и 12 % зерен диаметром более 10 мм от общей массы грунта).

Некоторые исследователи отмечают, что «...важным фактором, определяющим несущую способность основания, является связанная с проявлением дилатантных свойств плотных песков их способность к снижению сопротивляемости сдвигу» [3]. Очевидно, что здесь речь идет об условиях дилатирования, когда отсутствуют стеснения объемных деформаций, что соответствует условиям свободного дилатирования грунта. Схожие результаты были получены и в наших опытах [4, 5]. Из этого следует, что достижение «критической» плотности [1] после этапа контракции позволяет зернам несвязного грунта переупаковаться так, что на этапе дилатансии, постепенно приближаясь к состоянию «критической» плотности, несвязный грунт проявляет большую сопротивляемость сдвигу, чем при условии только дилатансии.

Дилатансия плотного песка при сдвиге грунта практически всегда сопровождается этапом контракции, когда происходит переупаковка зерен от вертикального давления и сдвигающего усилия. Этот этап неизменно сменяется дилатансией. Глубина так называемой «петли контракции» характеризует как начальное состояние грунта (плотность, влажность, форму и размеры зерен грунта, минеральный состав их), так и изменение начального, нормального давления, степень изменения пористости от момента приложения вертикального давления до завершения испытания. Чем больше «глубина петли контракции», тем более рыхлым будет несвязный грунт до

начала сдвиговых испытаний, и чем плотнее испытываемый грунт, тем меньше «петля контракции».

Таким образом определяющей характеристикой испытаний грунтов на контактный сдвиг являются дилатантные перемещения, с формированием которых можно зафиксировать приращение вертикального давления на величину $\Delta\sigma_d$. При этом физические характеристики начального (до сдвига) состояния несвязного грунта оказывают непосредственное влияние на величину дилатантных перемещений.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Минск: Навука і тэхніка, 1994. – 232 с.
2. Соболевский, Д.Ю. Прогресс геотехники и проблема дилатансии в механике грунтов / Д.Ю. Соболевский // Будаўніцтва – Строительство – Construction. – Минск, 2003. – № 1–2. – С. 40–47.
3. Малышев, М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М.В. Малышев. – М.: Стройиздат, 1980. – 136 с.
4. Уласик, Т.М. Несущая способность свайных фундаментов с учетом скорректированного значения расчетного сопротивления на боковой поверхности / Т.М. Уласик // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Строительство. Прикладные науки. – 2010. – № 12. – С. 82–86.
5. Уласик, Т.М. Прочностные характеристики неоднородного песчаного грунта / Т.М. Уласик // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : матер. VI Междунар. научно-метод. семинара, Минск, 17–20 окт. 2000 г. / БГПА ; редкол.: Н.П. Блещик [и др.]. – Минск, 2000. – С. 470–473.

НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ РАСЧЕТА ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ПО НАЦИОНАЛЬНЫМ И ЕВРОПЕЙСКИМ НОРМАМ.

ЛОБАЧЕВА Н.Г., КРЕМНЕВ А.П.

Полоцкий государственный университет
Новополоцк, Беларусь

Введение. Постановка проблемы. С целью приведения норм проектирования в строительстве в соответствие с международной и европейской практикой с 1 января 2010 года в Республике Беларусь введены в действие нормы проектирования Европейского Союза (ТКП EN), а с 1 июля 2015 года они становятся обязательными при проектировании всех строительных конструкций, в том числе оснований и фундаментов.

Еврокод 7 [1,2] состоит из двух частей, которые охватывают конкретные технические аспекты. Национальные приложения к Еврокодам предусматривают дополнительные требования к отдельным параметрам строительства, которые могут быть выше, но не ниже общеевропейских. Эти требования каждая страна определяет самостоятельно и до сих пор унифицированного подхода в геотехническом проектировании не разработано.

В данной работе рассмотрены нормы Республики Беларусь по проектированию ТКП 45-5.01-67-2007 «Фундаменты плитные», ТКП 45-5.01-254-2012 «Основания и фундаменты» и Технический кодекс Еврокод 7 (часть 1,2) «Геотехническое проектирование» и приведены сходства и различия методов расчета осадок фундаментов мелкого заложения по данным статического зондирования (СРТ).

В лекциях [9, 11, 13] приводятся примеры расчета осадки фундаментов мелкого заложения. В работе [3] приведено сравнение принципов расчета оснований фундаментов по деформациям по национальным и европейским нормам. Авторы [5, 7] объясняют и комментируют статьи Еврокода 7, содержащие новые подходы к проектированию, приводят примеры расчета осадки фундаментов

по европейским нормам. В работе [10] приведен сравнительный анализ методов расчета осадки фундамента по данным статического зондирования по национальным и европейским нормам. Авторы [12, 14] приводят примеры расчета осадки фундаментов по данным статического зондирования.

Цель работы. Сравнение методов расчета осадки фундаментов мелкого заложения по данным СРТ по национальным и европейским нормам.

Основная часть. Существует более 20 методов расчета осадки фундамента. Для определения осадки фундамента в [4, 6] четко обозначены какие расчеты необходимо произвести. И при этом в [6] четко оговорены области их применений, методика расчета, скорректированы расчетные формулы, введены правила по определению модуля деформации. Данные методы объединяют приемы оценки совместной работы основания и верхнего строения, в которых жесткость надфундаментных конструкций учитывается приближенно с помощью корректирующих коэффициентов и классификаций сооружений по жесткости. Такие методы наиболее часто используются на практике в силу их простоты.

В Еврокоде 7 [1,2] отсутствует единый подход в определении осадок основания фундаментов. Для определения предельных эксплуатационных состояний и предельных значений перемещений фундамента представлены общие требования и рекомендации. Приложение F описывает простые аналитические методы расчета осадок [1]. В Еврокоде 7 часть 2 [2] даются четыре метода (хотя в Еврокоде 7 часть 1 [1] они не приводятся) для расчета осадок, исходя из результатов полевых испытаний с использованием полуэмпирических моделей расчета (Приложения D, E, F и K [2]). Использование данного конкретного метода обычно оговаривается в Национальном приложении к Еврокоду 7. Однако, в приложении D [2] приведены не все необходимые формулы для расчета осадок фундаментов мелкого заложения по данным СРТ. В приложении D [2] приведены формулы для определения осадки в песчаных грунтах, но отсутствуют формулы для расчета осадки консолидации в пылевато-глинистых грунтах.

В качестве предельной расчетной величины для результата воздействия (осадки) – S_d в европейских нормах [1,2] принимают сумму трех компонентов осадки: $S_d = S_e + S_c + S_s$.

– S_e – мгновенная осадка. Возникает сразу после строительства. По мнению европейских геотехников данная осадка является главенствующей для крупных и средних песков.

– S_c – консолидационная осадка. Данная осадка является главенствующей для глинистых грунтов. Ее обычно рассчитывают, используя предпосылку об одномерном сжатии.

– S_s – осадка ползучести. Данная осадка является главенствующей для грунтов с выраженными реологическими свойствами. Данная осадка продолжается в течении длительного времени.

Расчет осадки фундамента мелкого заложения по данным СРТ.

Для расчета осадок фундаментов в данной работе были приняты результаты статического зондирования на территории Витебской области Республики Беларусь (табл. 1).

Таблица 1

Характеристики грунтов основания под фундаментом

Грунт	№ слоя	Мощность слоя, м	γ , кН/м ³	e	q_s , МПа	E , МПа
Глина тугопластичная средней прочности	ИГЭ 1	1,3	19,6	0,77	1,92	12
Суглинок моренный тугопластичный средней прочности	ИГЭ 2	1,1	21,4	0,47	1,78	6
Суглинок моренный полутвёрдый прочный	ИГЭ 3	4,4	21,6	0,41	3,48	19

Фундамент столбчатый, глубина заложения фундамента 1,5 м, соотношение длины и ширины фундамента равно 1.

Вертикальная нагрузка на обрез фундамента $N = 1000$ кН (задана условно).

Этап 1. Расчет осадок фундаментов мелкого заложения по национальным нормам.

Конечная осадка основания S_c использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением сжимаемой толщи определяется методом послойного суммирования по формуле 5.29 [6].

Таблица 2

Результаты расчетов осадки фундамента по формуле 5.29 [6]

Размеры подошвы фундамента	2x2	3x3	4x4
Величина осадки по методу послойного суммирования, м	0,038	0,021	0,013

Этап 2. Расчет осадок фундаментов мелкого заложения по европейским нормам.

Как было указано выше, осадки фундаментов по европейским нормам могут определяться различными формулами. В данном случае характеристики грунта получены при помощи статического зондирования и в [2] сказано «следует использовать как полуэмпирические, так и аналитические методы расчета».

Общая осадка фундамента мелкого заложения в пылевато-глинистых грунтах $S_d = S_e + S_c$.

Применяем для расчета формулу расчета упругой осадки S_e приложение F [1].

$$S = \frac{P \cdot b \cdot f}{E_m} \quad (1)$$

где P – приложенное к грунту давление;

E_m – расчетная величина модуля упругости (модуля Юнга). Соотношение между одометрическим модулем и удельным сопротивлением грунта погружению зонда приведено в таблице D2 [2];

b – ширина подошвы фундамента;

f – коэффициент осадки:

$$f = (1 - \nu^2) \cdot I \quad (2)$$

где ν – коэффициент Пуассона;

$I = 1,12$ (соотношение длины и ширины фундамента равным 1 и определения максимальной осадки под центром фундамента).

Результаты расчетов осадки фундамента по формуле 1

Размеры подошвы фундамента	2x2	3x3	4x4
Величина упругой осадки по евро нормам, м	0,028	0,019	0,014

Формулы для расчёта осадки консолидации фундаментов мелкого заложения по данным СРТ для пылевато-глинистых грунтов в [1, 2] отсутствуют, однако, предлагается воспользоваться формулой, приведенной в [14]:

$$\Delta H = \sum_1^n H_1 \left(\frac{C_c}{1+\varepsilon_1} \right) \cdot \log_{10} \left(\frac{P'_1 + \Delta \bar{P}_{1-2}}{P'_1} \right) \quad (3)$$

где C_c – индекс уплотнения;

n – количество слоев грунта;

ε_1 – начальный коэффициент пористости;

P'_1 – начальное эффективное давление (рис.1);

$\Delta \bar{P}_{1-2}$ – ожидаемое увеличение давления (рис.1);

H_1 – начальная толщина грунтовой толщи (рис.1).

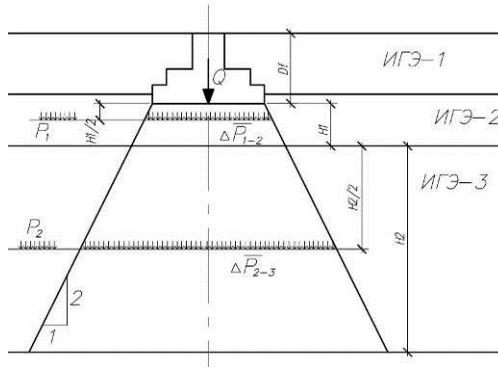


Рис.1. Распределение давлений в грунтовом массиве по методу 2:1.

В таблице 7 [14] автор предлагает найти коэффициент $C_c/(1+\varepsilon_1)$ в зависимости от коэффициента переуплотнения OCR. Но, следует заметить, что коэффициент переуплотнения OCR не включен в нормативные документы РБ как классифи-

кационный показатель. Поэтому авторы данной статьи предлагают находить индекс уплотнения C_c по формуле, приведенной в литературе [15]:

$$C_c = 0.009 \cdot (w_L - 10\%) \quad (4)$$

Определение начального эффективного давления в грунтовой толще при отсутствии грунтовых вод по европейским нормам не отличается от определения давления от собственного веса по национальным нормам [4, 6]. А определение давления от нагрузки, действующей на фундамент, отличается от определения дополнительного давления по национальным нормам [4, 6]. Давление от нагрузки, действующей на фундамент, по европейским нормам определяется по методу 2:1.

$$\Delta P = \frac{Q}{(b+z) \cdot (1+z)} \quad (5)$$

где Q – нагрузка, действующая на фундамент, кН;

b, l – ширина и длина фундамента;

z – высота слоя грунта от подошвы фундамента до середины рассматриваемого слоя.

Таблица 4

Результаты расчетов осадки фундамента по формуле 3

Размеры подошвы фундамента	2x2	3x3	4x4
Величина осадки консолидации по формуле 3, м	0,0617	0,046	0,034

Таблица 5

Общая осадка фундамента мелкого заложения по данным СРТ

Размеры подошвы фундамента	2x2	3x3	4x4
Величина общей осадки евро нормам, м	0,09	0,065	0,048

Формулы 1, 3 представляют собой расчет осадки гибкого фундамента, следовательно, для данного случая общую конечную осадку необходимо умножить на 0,8 (жесткий фундамент).

Выводы:

1. Величина общей осадки фундаментов мелкого заложения в пылевато-глинистых грунтах при расчете по формуле Шмертмана (европейские нормы) превышает почти в 2 раза величину осадки по методу послойного суммирования. Данное отличие связано с различными подходами к определению E (модуля деформации) и различным подходом к определению напряжений в грунтовой толще.

2. Значения модуля упругости при расчете по евронормам были определены при помощи коэффициента корреляции, который не учитывает грунтовые условия Республики Беларусь. Целесообразно разработать региональные корреляционные зависимости для определения модуля упругости от удельного сопротивления грунта под наконечником зонда. Вероятно, тогда не будет такого расхождения величины осадок по национальным и европейским нормам.

3. Также целесообразно разработать национальные таблицы по определению коэффициента переуплотнения OCR и включить данный коэффициент в национальном приложении к [1, 2] как классификационный показатель.

4. Сравнение принципов расчета оснований фундаментов по деформациям по национальным и европейским нормам показало, что существуют различия в подходах решения задач и практических расчетах оснований..

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила: ТКП EN 1997-1-2009 (02250). – [Введен 10.12.2009]. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2010. – 121 с.

2. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта: ТКП EN 1997-2-2009 (02250). – [Введен 10.12.2009]. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2010. – 153 с.

3. Лобачева Н.Г., Кремньов О.П. Відмінні особливості розрахунку осідання фундаментів за європейськими і національним нормам Республіки Білорусь / Лобачева Н.Г., Кремньов О.П. // Збірник наукових праць ІХ Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми й перспективи розвитку академічної та універ-

ситетської науки», 7 – 9 грудня 2016 року – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – С. 288-292.

4. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.01-254-2012 (02250). – [Введен 01.07.2012]. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2012. – 102 с.

5. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 7. Геотехническое проектирование / Р. Франк, К. Баудуин, Р. Дрискол и др.; под науч. ред. А. З. Тер-Мартиносьяна. – Москва: МГСУ, 2013. – 360 с.

6. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-67-2007 (02250). – [Введен 02.04.2007]. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2008. – 137 с.

7. Bond A. Decoding Eurocode 7 / A. Bond, A. Harris, – London and New York. Taylor&Francis Group, 2008 – 621 p.

8. Eurocode 7: Geotechnical Design. Worked examples. Support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes / Andrew J. Bond, Bernd Schuppener, Giuseppe Scarpelli, Trevor L.L. Orr, – Dublin, 13-14 June, 2013.-172p.

9. Frank R. Geotechnical aspects of building design (EN 1997) / R. Frank – Brussels, 20-21 October, 2011 – 55p.

10. Kremniov A.P., Lobacheva N.G. Comparative analysis of design settlement foundations methods according to data of cone penetration test on national and european standards / Kremniov A.P., Lobacheva N.G. // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering – Issue 1 (48)' – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – С. 212-225.

11. Orr Trevor L.L. Eurocode 7. Workshop / Trevor L.L.Orr Brussels, 18-20 February, 2008 – 26 p.

12. Robertson P. K. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. 6th Edition / P. K. Robertson. K.L. Cabal, – California. Gregg Drilling & Testing, Inc, 2015 – 143 p.

13. Scarpelli G. Shallow foundations – design of spread foundations. Geotechnical Design with worked examples / G. Scarpelli – Dublin, 13-14 June, 2013. – 36 p.

14. Schmertmann J. Guidelines for CPT performance and design. / Dr. John H. Schmertmann. – U.S. government printing office, 1978. – 158 p.

**РАЗДЕЛ VII. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**ИННОВАЦИОННАЯ ПОДГОТОВКА
ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ НА ОСНОВЕ ЕВРОПЕЙСКИХ
СТАНДАРТОВ (ЕВРОКОДОВ)**

(г. Минск, БНТУ – 30.05.2017)

УДК 692.232.7

**МЕХАНИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ
С МЕТАЛЛОКАРКАСОМ ИЗ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОФИЛЕЙ
И ОБШИВКОЙ ИЗ СТЕКЛОМАГНИЕВЫХ ЛИСТОВ**

ДУБАТОВКА А. И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Статья информирует о запланированных механических испытаниях элементов и фрагментов легких стеновых панелей ПСЛ.

В рамках экспериментальной части научной работы аспиранта РУП «Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С.С.» Дубатовки Антона Игоревича на тему: «Стеновые панели с металлическим каркасом из тонкостенных профилей и обшивкой из стекломагнезовых листов для многоэтажных зданий» в филиале БНТУ «Научно-исследовательская часть» проводятся механические испытания фрагментов стеновой панели (далее – ПСЛ) системы сухого строительства «Экспобуд», разработанной Частным предприятием «Моноракурс».

ПСЛ предназначена для устройства наружных навесных стен при новом строительстве, надстройке и реконструкции надземных этажей жилых, общественных, вспомогательных зданий и сооружений промышленного и сельскохозяйственного назначения, различных уровней ответственности, всех степеней огнестойкости и классов

функциональной и конструктивной пожарной опасности [2], высотой до 80 м во всех ветровых районах по ТКП EN 1991-1-4 [12].

Рекомендуемые конструктивные решения ПСЛ предусматривают применение изделий поэлементной сборки согласно ТКП 45-3.02-156 [10] из стальных тонкостенных холодногнутых профилей (далее – ТХП), обшивки из стекломагнезиальных листов (далее – СМЛ) и эффективного целлюлозного утеплителя.

СМЛ относится к перспективным отделочным материалам, однако его механические свойства изучены недостаточно широко. Исследования проводятся с целью определения необходимых параметров для конечно-элементного моделирования конструкции панели с металлическим каркасом и обшивкой из СМЛ и следующих характеристик.

Исследование несущей способности соединений металлических элементов каркаса и обшивок с помощью винтов. Целью данных исследований является определение рационального шага винтов при креплении обшивок к металлокаркасу.

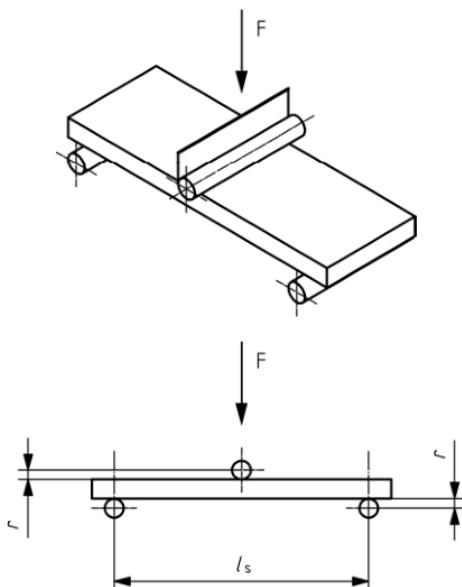


Рис. 1. Схема испытания для определения прочности обшивки на изгиб [5]

Определение модуля упругости СМЛ при изгибе

Прочность обшивок при изгибе характеризуется разрушающей нагрузкой при изгибе и определяется согласно методике, приведенной в п. 5.7 СТБ EN 520 [8] либо п. 7.3.2 СТБ EN 12467 [5] (рис. 1) (ранее испытывали по п. 8.4 ГОСТ 6266 либо разделу 4 ГОСТ 8747). По результатам испытаний на изгиб вычисляют модуль упругости при изгибе согласно EN 310 [13] либо ГОСТ 9550.

Определение несущей способности обшивки на сдвиг

Испытания проводят согласно методике, приведенной в п. 5.13 СТБ EN 520 [8]. Сущность методики заключается в том, что две части испытываемой обшивки крепят винтами на обеих сторонах деревянных брусков, деревянные бруски растягивают с применением установки для испытания на растяжение и определяют усилие необходимое для разрушения частей обшивки (рис. 2). Помимо деревянных брусков в качестве основания под обшивку будут исследованы и металлические элементы каркаса из ТХП. В качестве обшивки будут исследоваться СМЛ толщиной 8 мм марки «Премиум» (плотность 1050 кг/м^3), гипсокартонные листы (далее – ГКЛ) толщиной 12,5 мм. Кроме того, будут варьироваться вид головки винтов (потайная или с пресс-шайбой), количество винтов на одну часть обшивки (4 или 8 шт.).

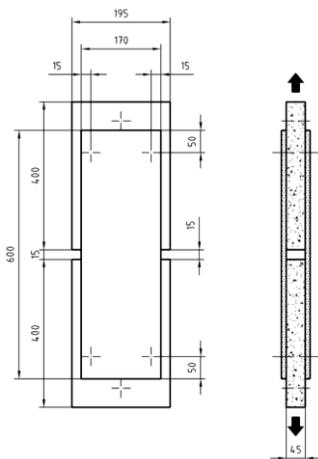


Рис. 2. Испытываемый образец для определения прочности обшивки на сдвиг по [8]

Количество образцов – по 3 шт. каждого варианта, всего 24 шт.

Определение сопротивления обшивки из СМЛ выдергиванию винтов и сопротивления протяжке головки винтов внутрь (рис. 3) проводятся с учетом методик, приведенных в СТБ EN 1382 [6] и СТБ EN 1383 [7] соответственно.

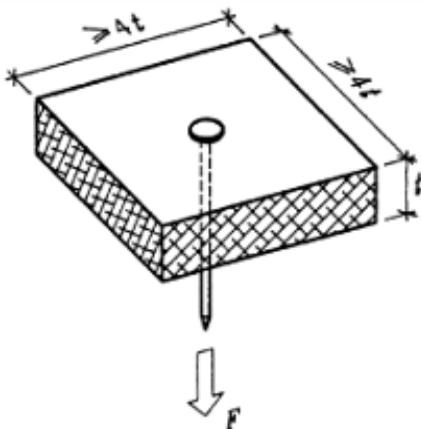


Рис. 3. Испытываемый образец для определения сопротивления протяжке головки винтов внутрь обшивки по [7]

Испытание стеновой панели на горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно обшивке

Целью испытания является определение: количественных значений параметров расчетных моделей, таких как прочность панели на горизонтальные нагрузки, податливость узлов крепления обшивки к каркасу; оптимального шага установки винтов при креплении обшивок из СМЛ к металлокаркасу панели.

Испытанию подлежат фрагменты панелей размером 1200×2400 мм (рис. 4). Металлический каркас панели состоит из трех стоек, верхнего и нижнего направляющего профиля, изготовленных в виде оцинкованных С-образных профилей ТХП без термоперфорации в стенке размерами 142×47 мм, толщиной 0,75 мм, установленных с шагом 600 мм. Шаг винтов крепления обшивки – переменный (100, 150, 200, 250, 300 мм).

Количество фрагментов – 14 шт.

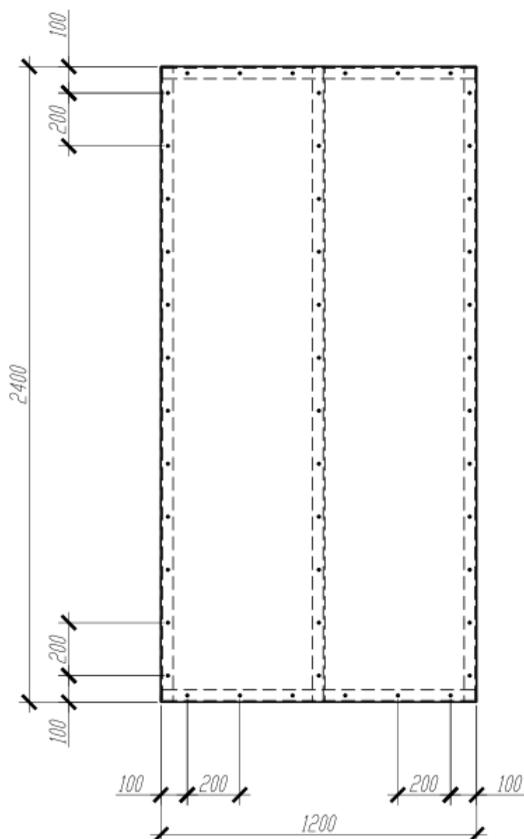
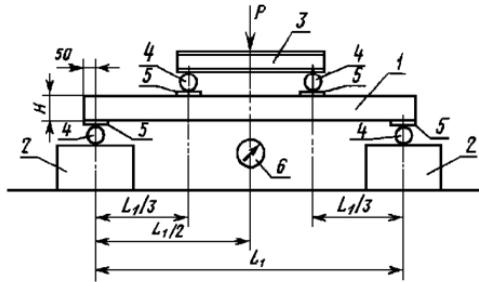


Рис. 4. Фрагмент панели размером 1200×2400 мм

Испытание проводится (рис. 5) с учетом требований ТКП EN 1993-1-3 [11] для определения максимальной нагрузки, вызывающей предельное нормативное перемещение конструкции. ПСЛ рассматривается как несущий элемент здания, воспринимающий только ветровую нагрузку и собственный вес в пределах одного этажа [1, 3]. Расчетный пролет определяется высотой этажа. Горизонтальные предельные перемещения ПСЛ от ветровой нагрузки при податливом креплении на один этаж многоэтажных зданий не должны превышать $h_s/300$, где h_s – высота этажа (поз. 2 табл. 22 [4]). Предельный нормативный прогиб равен $h_s/300 = 2400/300 = 8$ мм.



1 - панель (образец); 2 - база; 3 - трассера; 4 - цилиндрические опоры; 5 - металлические пластины; 6 - прибор для измерения прогиба панели (образца)

Рис. 5. Схема испытания панели на поперечный изгиб

Испытание стеновой панели на жесткость

Данное испытание может быть проведено при рассмотрении ПСЛ в качестве несущей панели в малоэтажном строительстве до четырех этажей. Целью является определение жесткости и деформативных свойств панели от нагрузок, действующих параллельно обшивке. Дополнительно может варьироваться шаг крепления обшивок к металлокаркасу винтами. Испытание проводится по методике, приведенной в СТБ EN 594 [9] (рис. 6).

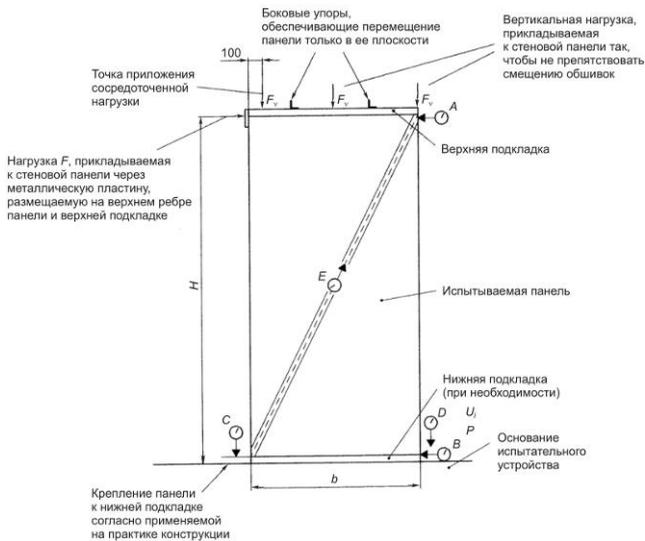


Рис. 6. Схема испытания панели на жесткость по [9]

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дубатовка, А. И. Конструктивные системы зданий с применением ограждающих конструкций из стеновых панелей на основе стекломagneзитовых листов : дис. ... маг. техн. наук : 22.06.2012 / Дубатовка Антон Игоревич. Минск, БНТУ, СФ, 2012. – 86 с.
2. Дубатовка, А. И. Огневые испытания стеновых панелей с каркасом из тонкостенных холодноформованных профилей со сборной обшивкой из стекломagneзиевого листа / А. И. Дубатовка // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикл. науки. / ПГУ. 2015. № 8. – С. 57–61.
3. Дубатовка, А. И. Современные конструктивные решения каркасных зданий с применением легких ограждающих конструкций / А. И. Дубатовка // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. / БрГТУ. 2016. № 1. С. 102–108.
4. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Раздел 10. Прогибы и перемещения). – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 8 с.
5. СТБ EN 12467–2009. Листы плоские из фиброцементобетона. Технические условия на продукцию и методы испытаний. Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 100 с.
6. СТБ EN 1382–2009. Деревянные строительные конструкции. Методы испытаний. Сопротивление выдергиванию соединительных элементов деревянных конструкций. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 13 с.
7. СТБ EN 1383–2009. Деревянные строительные конструкции. Методы испытаний. Испытание средств соединения деревянных элементов на сопротивление средствам крепления. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 13 с.
8. СТБ EN 520–2009. Листы гипсокартонные. Определения, требования и методы испытаний. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2009. – 108 с.
9. СТБ EN 594–2012. Конструкции деревянные. Методы испытаний. Несущая способность и жесткость деревянных стеновых панелей. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. – 12 с.
10. ТКП 45-3.02-156–2009. Здания и сооружения, возводимые с применением изделий поэлементной сборки. Правила проектирования

и устройства. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 28 с.

11. ТКП EN 1993-1-3–2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–3. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 122 с.

12. ТКП EN 1991-1-4–2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1–4. Общие воздействия. Ветровые нагрузки. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 127 с.

13. BS EN 310:1993. Wood-based panels. Determination of modulus of elasticity in bending and of bending strength. : BSI, 1993. – 14 p.

14. Дубатовка Антон Игоревич, магистр технических наук, аспирант РУП «Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С.С.», инженер Частного предприятия «Моноракурс», Минск, Беларусь

15. Anton Dubatovka, Master of Engineering sciences, PhD student of «The Ataeva S.S. House Institute – NIPTIS» RUE, engineer of «Monorakurs» Private enterprise, Minsk, Belarus

УДК 624.012

ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩИХ И ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ГУО «УПК МИРНОВСКАЯ ДЕТСКАЯ САД-СРЕДНЯЯ ШКОЛА»

МАДАЛИНСКИЙ Г. Г., МАДАЛИНСКАЯ Н. Г.

Белорусский Национальный Технический Университет
Минск, Беларусь

Проведение натурного обследования технического состояния фундаментов, наружных и внутренних стен и перегородок, конструкции пола чердака, стропильной кровли необходимо для разработки мероприятий по ремонту стен и перегородок, полов и стропильной системы, в связи с образованием трещин в стенах, перегородках и полах здания Мирновского детского сада-школы.

Барановичским филиалом института ОАО «Брестпроект» на основании задания на проектирование, АПЗ и других исходных

документов в 2007–2008 гг. разработан строительный проект школы-сада в поселке Мирный Барановичского района.

Инженерно-геологические изыскания выполнены УП «Геосервис» в сентябре-октябре 2007 г. В геологическом строении площадки на изучаемую глубину 17 м принимают участие следующие генетические типы отложений: флювиогляциальные отложения (f_{1ISZ}) – представлены песками средними и мелкими с единичными прослойками пылеватых. Вскрытая мощность 13,0 м.

Одной скважиной вскрыты техногенные образования, представленные отвалами насыпных грунтов из песков преимущественно мелких, глинистых с включением гравия, давность отсыпки более 5 лет, мощность – 0,8 м. Мощность растительного слоя 0,2 м.

Основанием под фундаменты служат грунты с характеристиками, представленными в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики грунтов

№№ п/п	Грунт основания	ϕ град.	γ_{11} , кн/м ³	C_{11} , КПа	e	E , МПа
1	Песок мелкий малопрочный	28	16.10	-	0.70	13
2	Песок мелкий средней прочности	31	16.10	1.80	0.70	18
3	Песок мелкий прочный	35	16.10	3.5	0.7	30
4	Песок средний малопрочный	31	16.50	-	0.65	13
5	Песок средний средней прочности	34	16.50	0.80	0.65	19
6	Песок средний средней прочности	37	16.50	1.70	0.65	30

Грунтовые воды в период производства изысканий вскрыты всеми скважинами на гл. 8,8–10,7 м, что соответствует абс. отм. 168,40–168,63 м.

В связи с залеганием в основании фундаментов малопрочных грунтов, в 2007 году ООО «ОИФК» разработано проектное решение, предусматривающее уплотнение грунтов в основании фундаментов.

Уплотнение грунтов на глубину $H = 2.0$ м выполняется путем устройства геомассива из цементно-песчаных свай ЦПС 100-2.0 с шагом 700×700 мм и уплотнением слоя гравия – 150 мм, фракции 40–70 мм, а также уплотнение грунтов на глубину $H = 1.0$ м укаткой виброкатком по слою гравия толщиной 100 мм.

Таблица 2

Расчетные значения характеристик грунтов

ИГЭ	Грунт	До уплотнения				После уплотнения				Примечан.
		$\gamma_{пл}$, кН/ м ³	$S_{пл}$, кПа	φ , град.	E , МПа	$\gamma_{пл}$, кН/ м ³	$S_{пл}$, кПа	φ , град.	E , МПа	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	Песок мелкий малопрочный	16,1	—	28	13	16,5	2.0	32	20	Геомассив $R = 0.35$ МПа
2.	Песок мелкий средней прочности	16,1	1,8	31	18	16,5	2.0	32	20	То же
3.	Песок мелкий прочный	16,1	3,5	35	30					
4.	Песок средний малопрочный	16,5	—	31	13	16,5	1.0	34	20	Геомассив $R = 0.35$ МПа
5.	Песок средний средней прочности	16,5	0,8	34	19	16,5	1.0	34	20	То же
6.	Песок средний средней прочности	16,5	1,7	37	30					
1а.	Песчаная подушка ИГЭ 1а					16,5	1.0	35	25	$K_{com} = 0.98$ $R = 0.4$ МПа

Проект школы-сада разработан на базе проекта 194/01-K02-1 «Школа в н. п. Кольно Житковичского района», выполненного институтом «Гомельстройпроект».

Здание средней школы условно состоит из пяти блоков, соединенных между собой и группирующихся по функциональному признаку вокруг помещений общешкольного назначения – вестибюля с гардеробными и одноэтажного объема столовой, которая может использоваться в качестве актового зала.

Учебные и вспомогательные помещения начальных классов, а также блок детсада изолированы и имеют отдельные входы.

Общий объем здания, кроме столовой, двухэтажный. Под всем зданием запроектировано техподполье для размещения инженерных коммуникаций.

Здание средней школы решено в конструктивной схеме с несущими продольными и поперечными стенами из силикатного камня.

Устойчивость здания обеспечивается жесткостью ж/б панелей перекрытия, связанных между собой и со стенами металлическими анкерами.

Фундаменты разработаны ленточные из сборных железобетонных плит по серии Б1.012.1-1.99 СТБ 1076–97 и бетонных блоков по серии Б1.016.1-1 в. 1.98 СТБ1076–97, уложенных на цементно-песчаном растворе М50.

Фундаменты каркаса ядра здания запроектированы из сборных ж/б элементов стаканного типа по серии 1.020-1/83 в. 1-1 под колонны сечением 300×300.

Каркас ядра школы выполнен в виде рамы, состоящей из сборных ж/б колонн и ригелей серии 1.020-1/83 с частичной заменой армирования ригелей в той же опалубке.

Колонны приняты с двумя и одной ж/б консолью. Ригели приняты двухполочными для колонн сечением 300×300.

Наружные стены здания школы выше отметки –0.420 запроектированы толщиной 590 мм, 720 мм из силикатного камня марки СР125/25 СТБ 1228–2000 с облицовкой блоками из ячеистого бетона 288×200×588-1.5-400-25-3 СТБ1117–98 и частично блоками 288×300×588-2.5-500-35-3 СТБ 1117–98 на цементно-песчаном растворе М50 (F50).

Внутренние стены из силикатного камня марки СР125/25 СТБ 1228–2000 на цементно-известковом растворе М50. Указания по армированию стен, простенков и столбов даны на чертежах проекта.

Перекрытие и покрытие запроектированы из сборных ж/б многопустотных панелей по серии Б1.041.1-1.2000 в. 1–4 СТБ 1383–2003 и ребристых плит по серии 1.465.1-15 в. 1 СТБ 1383–2003.

Перегородки толщиной 120 мм из силикатного камня СР125/25 СТБ 1228–2000 на цементно-известковом растворе М25, кроме участков, оговоренных на плане 1-го этажа.

Кирпичные перегородки толщиной 65 мм запроектированы из кирпича керамического полнотелого марки КРО 75/15 СТБ 1160–99 на цементно-известковом растворе М50 с армированием через 4 ряда кладки по высоте арматурой 2ø4S500 ГОСТ 6727–80* по всей длине перегородок.

Перегородки толщиной 100мм запроектированы из ячеистых блоков 588×100×576-2.5-600-15-3 СТБ1117–98 на цементно-известковом растворе М25.

Перегородки толщиной 200 мм из ячеистых блоков 288×200×588-1.5-400-15-3 на цементно-известковом растворе М25.

Для устройства перегородок из стеклоблоков БК 194/98 ГОСТ 9272–81* применять цемент марки не ниже 400. Состав раствора 1:2.5. Толщина швов между блоками 6 мм.

Крепление перегородок к перекрытию и стенам выполнить по серии 2.230-1 в.5.

В проекте перемычки приняты сборные ж/б по серии Б1.038.1-1 в.1, 2 СТБ 1319–2002; прогоны приняты по серии 1.225-2 в.12; опорные подушки – монолитные и по серии 1.225-2 в.12.

Лестницы запроектированы из сборных ж/б лестничных маршей и площадок по СТБ 1169–99. Отдельные ступени приняты по СТБ 1169–99.

Металлические ограждения лестниц и площадок приняты по серии 1.256.2-2 в. 1.

Конструктивное и объемно-планировочное решение здания школы предусматривает устройство крыши двух типов:

1 тип – совмещенная из рулонных материалов по СТБ 1107–98 с внутренним и наружным водостоком;

2 тип – скатная стропильная кровля из металлочерепицы «Монтеррей» СТБ 1382-2003 с организованным водостоком через наружные водосточные трубы.

Утеплителем для чердачной скатной кровли принята крошка из пеностекла $\gamma = 300 \text{ кг/м}^3$ ТУ 21БССР 281–87; для совмещенной рулонной кровли – плиты полистиролбетонные ТПБ-260-1500×1000×100 СТБ 1102–2005 и крошка из пеностекла $\gamma = 300 \text{ кг/м}^3$ ТУ 21БССР 281–87 для выполнения уклона на кровле.

Наружная отделка фасадов школы – штукатурка, винилакриловая фасадная краска ТУ Республики Беларусь 28563854-01/56–95, цоколя – декоративная штукатурка, окраска винилакриловой латексной краской. Кровля – металлочерепица «Монтеррей» ТУ Республики Беларусь 37312989.214–99, деревянные элементы фасадов окрашиваются эмалью ПФ-115 за два раза.

При разработке проекта сопротивление теплопередаче наружных стен школы и детского сада принято $2,0 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$; оконных блоков $0,6 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$. Строительный проект школа-сад в п. Мирный Барановичского района (объект № 53.07) прошел экспертизу в КУП «Белгосэкспертиза по Брестской области», филиал в г. Барановичи (заклучение 1-29/08).

По замечаниям госэкспертизы в проект, разделы АС, КЖ, внесены изменения. Основные из них:

Силикатные камни для кладки стен производства ОАО «Гомельстройматериалы» заменены на силикатный кирпич СУР 125/25 по СТБ 1228–2000.

Утеплитель – крошка из пеностекла производства ОАО «Гомельстройматериалы» заменен на полистиролбетонные плиты по СТБ 1102–2005.

С учетом внесенных в процессе экспертизы изменений и дополнений, строительный проект «Школа-сад в п. Мирный Барановичского района» рекомендован к утверждению.

В результате **общего обследования** определена фактическая конструктивная схема здания, выявлены основные несущие и ограждающие конструкции и их расположение и техническое состояние, осмотрены и сфотографированы дефектные участки стен, конструкция покрытия (стропильная система).

При **детальном обследовании** уточнена конструктивная схема зданий, размеры элементов, состояние материалов и конструкций в целом.

При этом выполнены работы по выборочному отбору проб ячеистобетонных блоков, кирпича и раствора для определения физико-механических характеристик, выполнены вскрытия дефектных участков стен.

В результате выборочного обследования фундаментов под стены в подвальной части здания установлено, что фундаменты выполнены из сборных железобетонных плит по серии Б1.012.1-1.99 и бетонных блоков по серии Б1.016.1-1 вып.1.98, с монолитными железобетонными поясами высотой 300 мм, расположенными на отм. -3.150 (верх фундаментных плит), и на отм. -0.750 (верх фундаментных блоков).

Замокания стен подвала не установлено, что свидетельствует об удовлетворительном состоянии гидроизоляции.

Наличия дефектов в виде трещин по растворным швам и фундаментным блокам, свидетельствующих о неравномерной осадке или потере несущей способности основания не установлено, отсутствуют дефекты и повреждения фундаментов.

В целом состояние фундаментов можно отнести к I категории технического состояния (исправное).

Как показало обследование, наружные стены здания выше отм. -0.420 толщиной 590 и 720 мм выполнены из силикатного утолщенного кирпича СУР 125/25 по СТБ 1228–2000 с облицовкой блоками из ячеистого бетона размерами $288 \times 200 \times 588$ и частично блоками размерами $288 \times 300 \times 588$ на цементно-песчаном растворе.

Внутренние стены толщиной 380 мм из силикатного утолщенного кирпича. На цементно-известковом растворе.

Перегородки толщиной 100 мм из ячеистобетонных блоков $588 \times 100 \times 576$ на цементно-известковом растворе.

Перегородки толщиной 120 мм в основном из силикатного утолщенного кирпича на цементно-известковом растворе.

Перегородки толщиной 65 мм из полнотелого керамического кирпича на цементно-известковом растворе.

По проекту крепление блоков облицовки толщиной 200 мм из ячеистого бетона к основной кладке наружных стен осуществляется с помощью гибких связей из стеклопластиковой арматуры СПА-6 с

одной анкерующей шайбой со стороны облицовки. Длина гибких связей 410 мм (53.07АС-Л.16).

Гибкие стеклопластиковые связи размещаются в горизонтальных швах. Шаг связей не должен превышать по полю стены 800×600 (h) мм.

Шов 10 мм, между облицовкой и кладкой, должен быть тщательно заполнен раствором.

Облицовка (по проекту) должна опираться на выступающую на 90 мм над цоколем и 100 мм на отм. +7210 монолитную перемычку ПМ-1.

Наружная отделка фасадов цементно-известковая штукатурка толщиной 13–15 мм, с окраской фасадной краской. Толщина окрастного слоя ~1,0 мм.

Для определения причин образования дефектов наружных стен, были выполнены выборочные вскрытия облицовки из блоков ячеистого бетона и основной кладки (внутри) из силикатного кирпича.

Сетка трещин в отделочном слое, а также по штукатурке и швах между блоками, является следствием деформаций усадки блоков из ячеистого бетона, и местами неудовлетворительной перевязкой. Трещины в основном расположены под оконными отливами, что может быть следствием замокания блоков из ячеистого бетона.

При этом следует отметить, что облицовка опирается на сборную железобетонную перемычку толщиной 80мм, выступающую от грани цоколя на 75 мм.

Вскрытием облицовки установлено, что вертикальный шов между облицовкой и основной кладкой из силикатного кирпича, толщиной от 20 до 30 мм, лишь частично заполнен раствором. Следует отметить, что на вскрытых участках облицовки, гибких связей из стеклопластиковой арматуры не обнаружено, при этом в журнале производства работ указано использование анкеров СПА-6.

По результатам лабораторных испытаний, средняя плотность блоков естественной влажности 629 кг/м^3 и 507 кг/м^3 высушенных. Прочность на сжатие 2.28–2.34 МПа. При этом значение массовой влажности блоков кладки со стороны наружной поверхности находится в пределах 30–45 %.

Массовое трещинообразование, в виде сетки трещин на наружной поверхности стен, повторяющий контуры блоков кладки, свидетельствует о том, что основной изначальной причиной образования трещин, явились деформации кладки, вызванные влажностной и карбонизационной усадкой ячеистого бетона стеновых блоков,

имевших высокую отпускную и эксплуатационную влажность. По данным научных исследований (Материалы 2-го Международного семинара «Растворы сухие строительные и композиции защитно-отделочные»), влажностная усадка автоклавных ячеистых бетонов в условиях эксплуатации, вызывается действием капиллярных сил и удалением физико-химически связанной воды. При этом влажностная усадка ячеистого бетона плотностью 500–700 кг/м³ составляет 0.3–0.5 мм/м. В свою очередь карбонизационная усадка вызывается разложением новообразований углекислотой и удалением из цементного камня физико-химической влаги. Карбонизационная усадка ячеистого бетона 500–700 кг/м³ на известково-цементном вяжущем составляет 0.8–1.0 мм/м. Из изложенного следует, что минимальная полная эксплуатационная усадка бетона оптимальной структуры составляет в среднем 1,3 мм/м.

В процессе эксплуатации здания, в результате усадочных деформаций, в облицовке стен образовались трещины и как следствие, из-за разных деформаций бетона и покрытия (отделочного слоя) образовались трещины в отделочном слое.

Обследованием внутренней поверхности наружных стен из силикатного кирпича, в зонах образования трещин, установлено, что кладка стен выполнена по цепной перевязке. Толщина вертикальных швов от 15 до 30 мм.

На дефектных участках администрацией школы установлены маяки 09.03.2015. На момент обследования маяки не нарушены.

По данным исследования, в кладке стен применен кирпич силикатный утолщенный М125; кладочный раствор от М25 до М50.

Трещины в кладке наружных стен по оси 14 (маяк № 1 – 1-й этаж и маяк № 4 – 2-й этаж) в подоконной части, и по оси 10** у оси С – 1-й этаж, по оси С у оси 11 – 2-й этаж расположены в зоне стыка разнонагруженных стен.

В первом случае стена по оси 14 и стены лестничной клетки, во втором – стык стен школы и детского сада.

Причиной образования трещин, является некачественное выполнение кладочных работ (нарушение перевязки, завышенная толщина вертикальных растворных швов до 30 мм, заниженная марка раствора – М25).

Следует также отметить, что проектом не предусмотрено необходимое конструктивное армирование указанных участков.

Указанное в проекте армирование простенков стены 1-го этажа по оси 14, по осям Д и Г, сетками из арматуры $\varnothing 4BpI$ (S500) через два ряда кладки, выполнено через 3–4 ряда.

Обследованием фронтонов здания, выполненных из блоков ячеистого бетона, установлены трещины по вертикальным и горизонтальным стыкам блоков, шириной раскрытия до 1 мм, с выходом на наружную поверхность.

Указанные трещины являются следствием усадки блоков из ячеистого бетона, отсутствием перевязки с пилястрами.

Пилястры фронтонов не доведены до проектного положения – низа стропил.

Кроме этого в арочных проемах фронтонов отсутствует металлическое обрамление, предусмотренное проектом.

Оконные, арочные блоки, крепятся непосредственно к кладке из блоков.

В целом состояние наружных стен можно отнести ко II категории технического состояния (удовлетворительное), требующей в соответствии с действующим ТНПА, выполнения комплекса ремонтно-восстановительных работ. Дефекты устраняются в процессе технического обслуживания и текущего ремонта.

Обследованием внутренних стен толщиной 380 мм из силикатного кирпича установлены трещины шириной раскрытия до 1 мм, проходящие в основном у верха дверных проемов стены по оси 13, в штукатурном слое. Указанные трещины проходят в основном в зоне расположения штраб и кабелей ЭО и вентиляционных каналов.

При обследовании перегородок установлена вертикальная трещина по стыку кирпичной стены 2-го этажа по оси Б и перегородки в осях 11–12.

Вскрытием стыка установлено некачественное выполнение стыка, с частичным заполнением вертикального шва.

В целом состояние внутренних стен и перегородок удовлетворительное и может быть отнесено ко II категории. Дефекты устраняются в процессе проведения комплекса ремонтно-восстановительных работ.

При обследовании здания установлены трещины в покрытии пола 1-го этажа из керамической плитки по оси 12 в осях М–Н и по оси Н в осях 12–13, а также у оси Ж в осях 12–13.

Указанные трещины являются следствием отсутствия деформационных швов в покрытии пола большой протяженности.

Аналогичные трещины обнаружены в стяжке пола чердачного перекрытия, где нет деформационных швов.

Конструктивным и объемно-планировочным решением здания школы предусмотрено два типа покрытия:

1 тип – совмещенная из рулонных материалов по СТБ 1107–98 с внутренним и наружным водостоком;

2 тип – скатная стропильная кровля из металлочерепицы «Монтеррей» СТБ 1382–2003 с организованным водостоком через наружные водосточные трубы.

Утеплителем в обоих случаях служат плиты полистиролбетонные по СТБ 1102–2005.

Обследованием рулонной кровли дефектов и повреждений не установлено.

Обследованием покрытия 2-го типа, установлено, что оно представляет собой двускатную деревянную стропильную систему с покрытием из металлочерепицы.

В результате обследования определены размеры основных несущих деревянных элементов (мауэрлат, стропильные ноги, затяжки, стойки), их техническое состояние, состояние узлов сопряжения.

При обследовании элементов стропильной системы установлено наличие продольных усадочных трещин.

Образование трещин связано с тем, что при возведении стропильной системы использовались пиломатериалы с повышенной влажностью (по проекту влажность древесины не должна превышать 20 % в соответствии с СНБ 5.05.01–2000).

Установлено отсутствие вертикальных крестовых связей стропильной системы детского сада в осях С–Т; 11**–13, а также стоек и подкосов в осях А–И.

Состояние узлов сопряжение (крепление) элементов стропильной с помощью гвоздей, болтов и скоб, скруток, в целом соответствуют проекту, а узловые соединения находятся в удовлетворительном состоянии.

В целом состояние стропильной системы можно отнести ко II категории технического состояния, а вышеперечисленных участков к III категории технического состояния, как ограничено работоспособное (на вполне удовлетворительное), требующее выполнения ремонтных работ, по установке проектных связей, стоек, подкосов.

На основании анализа проектной и исполнительной документации, результатов натурных обследований фундаментов, наружных и внутренних стен и перегородок, полов, стропильной системы и кровли здания ГУО «УПК Мирновская детский сад – средняя школа» можно сделать следующие выводы:

– Общее техническое состояние несущих и ограждающих конструкций, по совокупности признаков износа и наличия дефектов, снижающих эксплуатационную надежность – удовлетворительное.

– Состояние фундаментов исправное (хорошее) и может быть отнесено к I категории технического состояния.

– Общее техническое состояние наружных и внутренних стен и перегородок удовлетворительное и относится ко II категории. Дефектные участки стен и перегородок с трещинами подлежат ремонту.

– Несущие конструкции покрытия (стропильная система) и кровля, в целом находятся в удовлетворительном состоянии и относятся ко II категории, за исключением участков стропильной системы, где отсутствуют вертикальные связи и элементы стропильной системы, которые относятся к III категории технического состояния, не вполне удовлетворительное.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия./Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. С изменением № 1 Республика Беларусь.

2. СНБ 5.03.01–02. Бетонные и железобетонные конструкции (с Изменениями №1, 2, 3, 4) Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 140 с.

3. СНиП II-21–81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985. – 40 с.

4. ТКП 45-2.04-43–2006 «Строительная теплотехника».

5. Пособие П 3-2000 к СНиП 3.03.01–87.

6. СНБ 5.08.01–2000 Кровли. Технические требования и правила приемки / Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2000.

7. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения: ТКП 45-1.04-37–2008 (02250).

8. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка

их пригодности к эксплуатации. Основные требования: ТКП 45-1.04-208–2010 (02250).

9. Здания и сооружения. Оценка физического износа: ТКП 45-1.04-119–2008 (02250).

10. Пособие П1-03 к СНиП 3.04.01–87 Смеси растворные и растворы строительные: – МАиС Республики Беларусь, Минск, 2003.

11. Рекомендации по расчету и конструированию зданий с применением несущих и ограждающих конструкций из ячеистого бетона / БелНИИС. – Минск, 1997.

12. Рекомендации по проектированию эффективных конструкций наружных стен из мелкоштучных кладочных материалов / БелНИИС. – Минск, 1996.

УДК 691.32:620.179.16:006.057

УЛЬТРАЗВУКОВОЙ КОНТРОЛЬ БЕТОНА: АНАЛИЗ ДЕЙСТВУЮЩИХ НОРМАТИВОВ

СНЕЖКОВ Д. Ю.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

До 2014 г. ультразвуковой контроль прочности бетона в Республике Беларусь регламентировался ГОСТ 17624–87 – «Бетоны: Ультразвуковой метод определения прочности», который за время своего существования пережил несколько редакций, последняя из которых – от 01-01-2014 – была введена в нашей республике в 2016 г. С 22 мая 2014 г в Республике Беларусь введен в действие СТБ EN 12504-4 [3] – «Методы контроля бетона в конструкциях – Часть 4: Определение скорости распространения ультразвукового импульса», идентичный европейскому стандарту EN 12504-4:2004 «Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 4: Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit» (Испытание бетона в конструкциях. Часть 4: Определение скорости ультразвука). EN 12504-4 является четвертым документом в серии EN 12504, включающей в себя:

– часть 1. Цилиндрические образцы. Отбор, проверка и проведение испытаний на сжатие;

– часть 2. Неразрушающее испытание. Определение величины отскока;

– часть 3. Определение усилия вырыва (анкера);

– часть 4. Определение скорости ультразвука.

Часть 1 – введена в 2013 году - дублирует ГОСТ 28570, части 2 и 3 – введены в 2015 г. – аналоги СТБ 2264.

В связи с «усилением» ультразвукового направления испытаний внедрением Евростандарта представляет интерес выяснить, - что полезного приобретено. Первое различие в названиях СТБ EN 12504-4 и ГОСТ 17624–2012 [1] отражает различие областей применения. Если ГОСТ 17624–2012 ориентирован исключительно на определение прочности бетона, то СТБ EN 12504-4 «... устанавливает метод определения скорости распространения продольных ультразвуковых волн во время прохождения импульсов ультразвука в бетоне для определенных областей применения.». Одной из областей применения, как указано в тексте документа, является оценка прочностных свойств образцов бетона или элементов бетонных конструкций. Кроме того, измерение скорости распространения ультразвукового импульса допускается применять для оценки однородности бетона, наличия или появления трещин и полостей, изменений показателей бетона с течением времени, а также для определения его характеристик при колебательных процессах. То есть, заявляемая область применения СТБ EN 12504-4 значительно шире, и включает в себя традиционное определение прочности бетона опционально, наряду с рядом других акустических методов испытаний.

Если сравнивать СТБ EN 12504-4 с ГОСТ 17624 в области контроля прочности бетона, то они будут сопоставимы лишь в части требований методики проведения испытаний: выбора мест установки преобразователей, учета влияющих факторов, а также точности измерений косвенного параметра «время-скорость» распространения ультразвукового импульса, и некоторых общих рекомендаций методики измерений косвенного параметра. Вопросы перехода от косвенного параметра к показателям прочности контролируемого бетона: детализация методики построение градуировочных зависимостей, статистическая обработка данных, расчет характеристической прочности бетона остаются за пределами сферы регламентации СТБ EN 12504-4, эту функцию выполняет СТБ EN 13791 [2] (рис. 1).

В отличие СТБ EN 12504-4 в этой части, ГОСТ 17624 является «самостоятельным» документом.

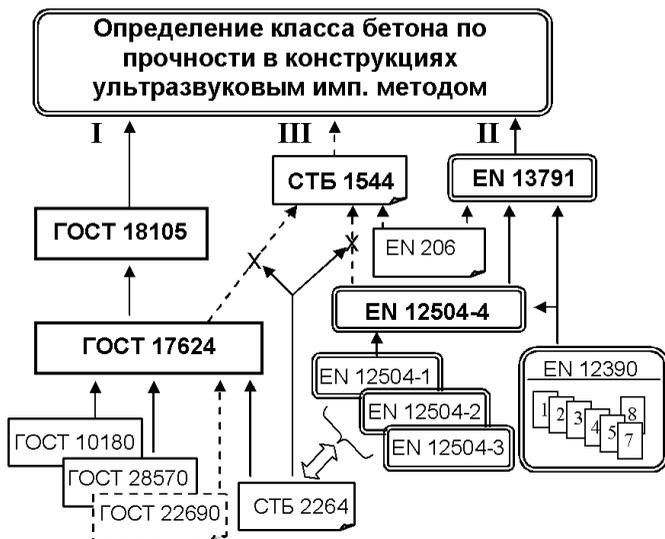


Рис. 1. Структура нормативов для определения класса бетона конструкций ультразвуковым импульсным методом:

I – на основе норм РФ; II – на основе норм Евросоюза;
 III – с использованием национальных стандартов

Несмотря на «ширину охвата» областей применения СТБ EN 12504-4 и его, в целом, рекомендательный характер, несколько странным выглядит стремление разработчиков данного документа детально регламентировать техническую сторону измерений скорости распространения ультразвука, причем в ущерб этой самой «ширине охвата».

Имеются в виду следующее.

1. В отличие от ГОСТ 17624–2012, в котором не оговаривается тип используемой волны, а также временные и энергетические показатели формируемого излучаемого ультразвукового импульса, в СТБ EN 12504-4 указано на использование только продольного типа волны, а также (в п. 5.2) – требования к возбуждающему

электрическому импульсу. Такое функциональное ограничение ничем не оправдано. Единственным аргументом в его защиту может служить упрощение процедуры (и аппаратуры) выявления и регистрации принятого ультразвукового импульса, – самый первый появившийся сигнал – сигнал продольной волны. Никаких специальных мер его селекции не требуется. Это была распространенная практика конструирования УЗ приборов для контроля бетона в 70–90 годах 20 века. Существующие современные приборы позволяют реализовать многоволновые методы испытания бетона [4], что способствует информативности контроля, в частности, для целей дефектоскопии бетона – приборы А1040 «Мира», А1220 «Монолит» - используют поперечный тип волны.

2. Методика регистрации времени распространения ультразвукового импульса. Она регламентирована п. 5.4 – *«Прибор должен определять время поступления фронта первого импульса при минимальном предельном значении, даже если амплитуда значительно меньше амплитуды первой полуволны импульса»*. Содержание этого пункта искажено неудачным переводом¹. Вероятно, подразумевается типовая методика регистрации принятого ультразвукового импульса по моменту превышения его передним фронтом минимального порогового значения (рис. 2).

Регистрация принятого акустического импульса по фронту первого вступления использовалась в устаревших автоматических измерителях скорости/времени ультразвукового импульса: УК-12, УК-14, УК-16 и аналогичных. Эта же методика приводится в качестве примера в руководстве к приборам серии «Пульсар». Главным достоинством такой методики измерения является простота технической реализации. Кроме того, регистрация принятого импульса по фронту его первого вступления позволяет измерять скорость УЗ импульса в малоразмерных бетонных образцах, не опасаясь интерференции акустического сигнала с его переотражениями от граней образца.

¹ Нельзя считать удачным перевод и ряда других используемых в EN 12504-4 терминов. К таковым относятся термины: не прямое, полупрямое (прозвучивание). В сложившейся практике ультразвуковых испытаний бетона используются термины – поверхностное, сквозное, диагональное (прозвучивание), их и следовало бы использовать, добавляя в скобках термин на языке оригинала.

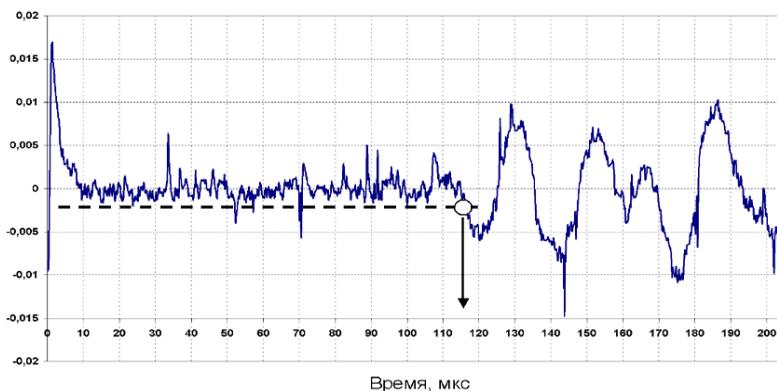


Рис. 2. Временная диаграмма одиночного акустического сигнала в среде с сильным затуханием

Основным ее недостатком является низкая эффективность использования энергии принятого акустического сигнала, так как основная энергия сигнала содержится в той его части, которая приходит на прием уже после достижения сигналом порогового значения. Это обстоятельство затрудняет использование такой методики измерений при сильном затухании ультразвука, например, на больших базах измерения и «сухом» точечном контакте (СТК) преобразователей с бетоном, когда энергия шумов приемника может многократно превышать энергию первой полуволны сигнала. На рис. 2 приведена типичная временная диаграмма сигнала приемного ультразвукового преобразователя с СТК, полученная при измерениях времени распространения ультразвукового импульса в бетоне на базе 40 см.

На полезный принятый сигнал частотой ~ 50 кГц накладывается помеха, обусловленная, главным образом, тепловыми шумами усилительного тракта прибора. Визуально (см. рис. 2), момент времени соответствующий появлению фронта первого вступления сигнала можно ориентировочно определить как 115–117 мкс, принимая в рассмотрение первую отрицательную полуволну. Причем указанное значение будет регистрироваться со значительной случайной погрешностью – порядка единиц микросекунд – из-за «дрожания» фронта под влиянием теплового шума. Неисключенная систематическая составляющая погрешности измерения, обусловленная

маскированием шумами «настоящей» первой (положительной) полуволны сигнала, имеющей амплитуду меньшую, чем уровень шумов, составляет, как показано ниже, около 13 мкс.

Таким образом, по данному пункту требования СТБ EN 12504-4 также нельзя считать конструктивными, так как они вводит ограничение на использование иных методик регистрации принятого акустического импульса, которых на данный момент в мире запатентовано несколько десятков. В частности, известны методики, базирующиеся на корреляционной обработке принятого импульса, обеспечивающие эффективный прием слабых сигналов искаженных шумами. Алгоритм корреляционной обработки [4] заключается в сопоставлении принятого сигнала с сигналом принятым в качестве образца. В качестве критерия совпадения принимается максимальное значение корреляционной функции $R(T)$ вычисляемой по формуле

$$R(T) = \int_0^{\tau} U(t+T)\Psi(t)dt, \quad (1)$$

где T, t – параметры имеющие размерность времени;

τ – длительность образцового сигнала $\Psi(t)$;

$U(t)$ – принятый сигнал.

На рис. 3 показаны результаты расчетов корреляционной функции для принятого ультразвукового сигнала, показанного на рис. 2.

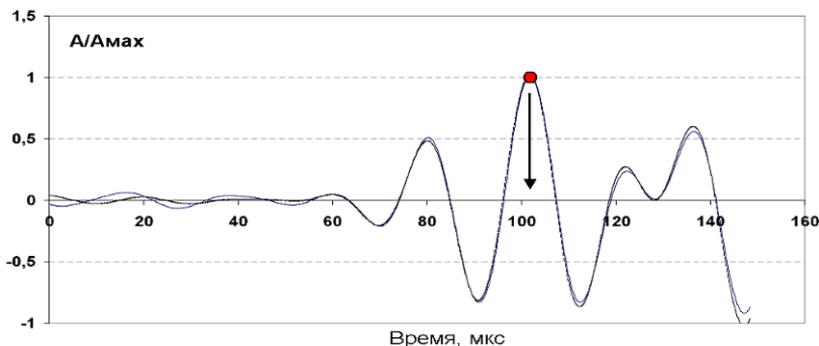


Рис. 3. Диаграмма корреляционной функций

Максимального значения корреляционная функция $R(T)$ достигается для отсчета времени $T = 102$ мкс, что соответствует моменту

появления сигнала на приеме. Неопределенность момента регистрации составляет $\pm 0,2$ мкс. Качественное улучшение результата измерений в сравнении с рис. 2 очевидно и обусловлено, как уже упоминалось, полным использованием энергии принятого сигнала.

Таким образом, с позиций метрологических СТБ EN 12504-4 соответствует уровню техники и технологии обработки данных ультразвуковых испытаний бетона 80-х годов прошлого века. Как ни парадоксально звучит, лучше бы было не касаться указанных вопросов. Именно так поступили составители ГОСТ 17624, оставив узкие технические вопросы разработчикам ультразвуковой аппаратуры, сформулировав лишь общие требования к подготовке процедуры измерений и требования к предельным значениям погрешностей, и акцентировав внимание на обработке данных. Надо заметить, что требования точности при измерении косвенных параметров по ГОСТ 17624 более жесткие, чем по СТБ EN 12504-4.

Позитивным в СТБ EN 12504-4 является регламентация приложением А метода поверхностного профилирования бетона (см. рис. 4), с построением профиля трассы прозвучивания². Профилирование позволяет снизить влияние эффекта частотной дисперсии на результат измерения времени распространения УЗ импульса.

² По неизвестной причине данная методика отсутствует в ГОСТ 17624, как в редакции 1987 года, так и в последней редакции 2012 года, хотя в более ранних редакциях этого стандарта методика профилирования была отражена.

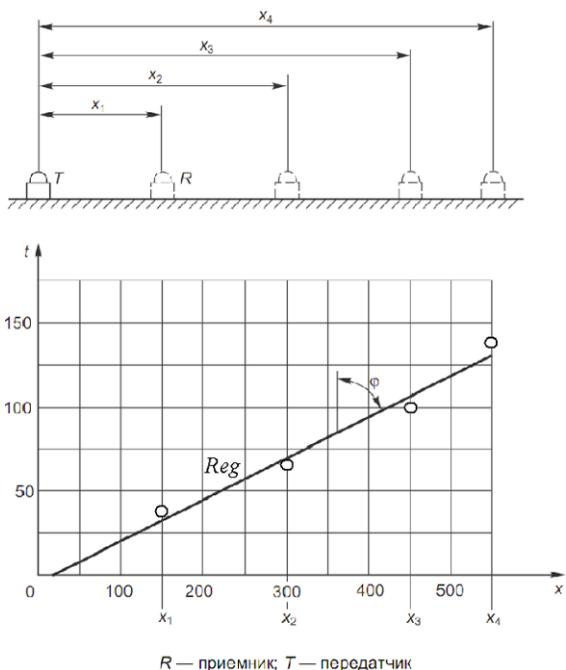


Рис. 4. Определение скорости распространения УЗ импульса методом профилирования:
Reg – линия регрессии; $V_{УЗ} = 1/\text{tg } \phi$

Кроме того, использование в качестве косвенного параметра дифференциального значения скорости распространения УЗ импульса $V_d = \Delta x / \Delta t$ [4], позволяет оценить состояние подповерхностных областей бетонного массива.

К положительным отличиям СТБ EN 12504-4 следует отнести рекомендации по учету влияния размеров испытательных образцов на результаты измерения времени-скорости распространения ультразвукового импульса (табл. 1). Положительным в данной рекомендации является сам факт ее наличия. В ГОСТ 17624 влияние размеров испытательных образцов фактически игнорируется. Но приведенная таблица требует уточнения.

Таблица 1

Влияние поперечных размеров образцов на скорость
УЗ импульса

Частота преобразователя сигнала, кГц	Скорость распространения импульса в бетоне, км/с		
	$v_c = 3,50$	$v_c = 3,50$	$v_c = 3,50$
	Рекомендуемый минимальный поперечный размер испытываемого образца, мм		
24	146	167	188
54	65	74	83
82	43	49	55
150	23	27	30

Скорость ультразвукового импульса зависит не от поперечного сечения испытательного образца, а от соотношения его поперечного S и продольного L размеров, и от методики регистрации времени распространения импульса. При $S/L \ll 1$ скорость снижается, по сравнению с скоростью в объеме бетонного массива, стремясь в пределе к так называемой стержневой скорости, рассчитываемой по формуле

$$V_{st} = \sqrt{\frac{E_d}{\rho}}, \quad (2)$$

где E_d – динамический модуль упругости бетона;
 ρ – его плотность.

Приведенные в табл. 1 данные справедливы для случая, когда поперечный и продольный размер образца величины одного порядка, а регистрация момента приема импульса производится по началу фронта его первого вступления (см. выше).

Заключение. Радикальных качественных отличий и новизны в практику испытаний бетона введение СТБ EN 12504-4 не внесло. В сравнении с ГОСТ 17624 содержание европейского документа носит в большей степени рекомендательный характер,. Некоторые пункты СТБ EN 12504-4 к настоящему времени потеряли актуальность.

Совместное действие СТБ EN 12504-4 и ГОСТ 17624 является следствием отсутствия четкой стратегической линии в модернизации нормативов (по крайней мере, в области неразрушающих испытаний бетона) в Республике Беларусь. Рассмотренные документы

являются составными частями разных самостоятельных систем нормирования, каждая из которых имеет свою структуру взаимосвязанных компонентов – отдельных документов, несовпадающих своим содержанием и внутренними связями с документами другой системы. В нашей республике действуют документы трех разных систем нормирования (см. рис. 1): национальные стандарты, отдельные стандарты Евросоюза и отдельные стандарты Российской Федерации, которые в значительной степени перекрывают друг друга, и по ряду позиций не согласуются. Вывод очевиден, какой-то системе следует отдать приоритет. Можно было ориентироваться на создание своей оригинальной системы нормативов, но дискутировать на эту тему уже поздно, идет заимствование «чужой» системы. Но «брать» ее надо целиком, а не «плавно» и постепенно заимствовать отдельные Евро-документы, не заботясь об их стыковке с действующими ТНПА и рассчитывая на то, что пользователь по инерции будет придерживаться какое-то время устоявшихся «старых понятий». Примером тому может служить СТБ EN 13791–2012 «Оценка прочности на сжатие бетона в конструкциях и сборных элементах конструкций», содержащий критерии соответствия прочности бетона в конструкциях заявляемому классу. Этими критериями СТБ EN 13791 не согласуется с действующим СТБ 1544–2005 «Бетоны конструкционные тяжелые. Технические условия».

К настоящему времени основные Евростандарты имеющие отношение к неразрушающим испытаниям бетона – EN 206, EN 12504, EN 12390, EN 13791 – постепенно введены в действие в РБ. Но продолжают действовать и ключевые российские ТНПА нормирующие эту область: ГОСТ 18105–2010, ГОСТ 10180–2012, ГОСТ 28570–90, ГОСТ 17624–2012. Между этими группами вклиниваются еще СТБ 1544 и СТБ 2264. Такое многообразие документов не прибавляет качества формируемой системе нормирования. Поэтому предстоит окончательно определяться, по каким нормативам работать, а какие выводить из употребления.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности: ГОСТ 17624-2012. – Введ. (в Республике Беларусь) 01.01.2016. – М.: 2014. – 16 с.

2. Оценка прочности на сжатие конструкций и элементов сборного бетона в реальных условиях: СТБ EN 13791–2012. – Минск: Госстандарт - Введ. 10.02.2012. Госстандарт, Минск, 2012. – 18 с.

3. Методы контроля бетона в конструкциях. Часть 4. Определение скорости распространения ультразвукового импульса: СТБ EN 12504-4–2014 – Введ. 01.01.2015. Госстандарт, Минск, 2014. – 15 с.

4. Снежков, Д.Ю. Основы мониторинга возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций неразрушающими методами / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович – Минск: БНТУ, 2016. – 330 с.

УДК 666.972.55

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ХЛОРИДНОЙ АГРЕССИИ НА ПОРТОВЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СООРУЖЕНИЯ ЮЖНОЙ ЧАСТИ ПРИМОРСКОГО КРАЯ

¹ШАЛЫЙ Е. Е., КИМ Л. В., ШАЛАЯ Т. Е., ²ЛЕОНОВИЧ С. Н.

*¹Дальневосточный федеральный университет
Владивосток, Россия*

*²Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь*

В процессе эксплуатации железобетонные конструкции зданий и сооружений подвергаются комплексу внешних воздействий: нагрузок, температур, агрессивных эксплуатационных сред и др. Совместное влияние их приводит к интенсивному развитию повреждений и сокращению срока службы железобетонных конструкций.

Разрушение железобетонных конструкций зависит от времени, в течение которого происходят химические и физические процессы. Изучив различные процессы коррозии железобетона и влияющие на них факторы (свойства материалов, внешние условия и др.), можно оценить срок службы железобетонных конструкций.

При эксплуатации гидротехнических сооружений одним из основных факторов коррозии железобетона является пагубное воздействие хлоридов морской воды на защитный слой. Хлориды,

проникая через поры в бетоне, вступают в химические реакции с арматурой, вызывая ее коррозию. Опасность коррозии рабочей арматуры состоит в том, что образование ржавчины приводит к увеличению объема, занимаемого арматурой и ржавчиной в бетоне, что ведет к возникновению значительных растягивающих напряжений в нем, и интенсивному процессу образования трещин, уменьшению сечения рабочей арматуры [1].

Проникновение хлоридов в бетон (диффузия хлоридов) зависит от типа цемента. Например, при использовании сульфатостойких цементов с низким содержанием трехкальциевого алюмината проникание хлоридов в бетон будет происходить быстрее, чем в бетон на обычном портландцементе при сравнимых составах и уровне прочности [2].

Необходимо отметить, что перемещение и накопление Cl^- до критического содержания у арматуры зависит: от влажности (чем больше влажность, тем больше скорость проникновения); от качества защитного слоя бетона; от типа и количества цемента; проницаемости бетона, водоцементного отношения, времени и условий ухода за бетоном; от температуры (чем выше температура, тем больше глубина проникновения).

Климат южной части Приморского края муссонный с большими перепадами температур зимой. Особенности климатических проявлений в этих условиях, по сравнению с отдаленными от побережья районами, являются более сильные ветры, более частые туманы, большая влажность воздуха, несколько меньшие экстремальные и средние величины осадков, более высокие среднегодовые температуры воздуха. В таких условиях коррозия материала морских сооружений происходит очень интенсивно [3].

Рассматривая воздействия окружающей среды, связанные преимущественно с воздействием на морские железобетонные сооружения хлоридов морской воды можно сделать вывод, что основное разрушение бетона с обнажением арматуры происходит в зоне переменного уровня воды (рис. 1).



Рис. 1. Коррозия в зоне переменного уровня воды (порт Посьет)

Как правило, в российских нормах, при подборе состава бетона для элементов конструкций портовых сооружений, практически не учитываются (либо учитываются, но весьма поверхностно) условия окружающей среды в которых будут эксплуатироваться данные конструкции. Такой недочет иногда приводит к их разрушениям и, в последствии, к большим затратам на ремонт или реконструкцию причалов.

Для предотвращения подобных разрушений, вызванных хлоридной агрессией, нужно, чтобы уровень хлоридов в защитном слое бетона находился ниже пороговых значений. Определять пороговый уровень содержания хлоридов можно путем постоянного мониторинга конструкций, однако в условиях круглосуточной работы порта осуществлять это регулярно достаточно проблематично.

Европейские нормы предлагают методы, при которых следует проектировать конструкции таким образом, чтобы изменения заданных начальных показателей качества, происходящие в течение проектного срока эксплуатации с учетом влияний окружающей среды и предусмотренного уровня технического обслуживания, не приводили к снижению эксплуатационных свойств конструкции более установленного уровня. Одним из таких методов является модель DuraCrete.

Принципиально модель представлена в виде:

$$C_x = C_{sn} \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_a(t)t}} \right], \quad (1)$$

где C_x – содержание хлоридов на некоторой глубине, % по массе цемента; $C_{сп}$ – поверхностное содержание хлоридов % по массе цемента; x – глубина проникновения хлоридов, м; t – время воздействия, с; $D_a(t)$ – коэффициент диффузии хлоридов, м²/с, определяемый по формуле

$$D_a(t) = D_a(t_0) \left(\frac{t_0}{t} \right)^n = k_c k_e k_l D_0 \left(\frac{t_0}{t} \right)^n, \quad (2)$$

где k_c – постоянный коэффициент, который учитывает влияние изготовления; k_e – постоянный коэффициент, который учитывает влияние окружающей среды; k_l – постоянный коэффициент, который учитывает влияние метода испытаний; D_0 – коэффициент диффузии хлоридов, определенный при стандартных условиях, м²/с; t_0 – эталонное время, с; n – фактор возраста.

Как видно из уравнений, модель DuraCrete использует факторы, учитывающие влияние окружающей среды.

Для верификации расчетной модели, эксплуатируемой на побережье юга Приморского края, была принята железобетонная конструкция на сульфатостойком портландцементе с В/Ц 0,37 и расходом 450 кг/м³; толщина защитного слоя бетона 50 мм. Конструкция эксплуатируется на побережье в 3-х различных частях Приморского края. По предложенной Еврокодами методике выполнен вероятностный расчет содержания хлоридов на некоторой глубине, % от массы цемента на период эксплуатации 30 лет. Результаты вероятностного расчета, а также сравнение вероятностного расчета с натурными испытаниями представлены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты вероятностного моделирование, сравнение с натурными исследованиями

Район исследования	Период эксплуатации (30 лет)	X, мм	Вероятностная модель	Лабораторные испытания
			С1%	С1%
1	2	3	4	5
Порт Владивосток		10	0,3	0,289
		20	0,175	—
		30	0,117	0,119
		40	0,067	—
		50	0,049	0,04

Окончание табл 1

1	2	3	4	5
Порт Находка	10	0,32	0,296	
	20	0,22	—	
	30	0,116	0,118	
	40	0,078	—	
	50	0,039	—	
Порт Посьет	10	0,293	0,299	
	20	0,22	—	
	30	0,165	0,162	
	40	0,120	—	
	50	0,079	0,068	

Из табл. 1 видно, что результаты для вероятностного подхода и при натуральных исследованиях на период 30 лет показывают достаточно хорошую сходимость.

Таким образом, по результатам исследования, можно сделать вывод о том, что в дальнейшем, оперируя данными полученными в ходе вероятностного моделирования, можно достаточно точно рассчитать срок службы бетона прибрежных конструкций в данном районе и надежно определить возможность их эксплуатации без специальной (вторичной) защиты.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Леонович, С.Н. Воздействие хлоридов на железобетонные конструкции: моделирование проникновения в бетон / С.Н. Леонович, А.В. Прасол // Наука и техника. – 2012. – № 2. – С. 34–38.
2. BE95-1347. Dura Crete: Brite EuRam III Project, Modeling of Degradation // Rept R4-5, 1998.
3. СЕВ – Comite Euro International du Beton. Durable Concrete Structures – Design Guide, Thomas Telford. – London, 1992.
4. DuraCrete-Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures: Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions. Rept No BE 95-1347, 2000. – P. 62–63.

ВЛИЯНИЕ ПРОТИВОПОЖАРНОГО НОРМИРОВАНИЯ НА ПЛАНИРОВОЧНЫЕ РЕШЕНИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

ШЕВКО В. В., КАЗАЧЕНКО Н. Я., ПЕРВАЧУК О. С.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Под планировочным решением (технологической компоновкой) объектов понимается взаимное расположение основного и вспомогательного оборудования в производственном здании. Выпуск одного и того же объема продукции может быть обеспечен множеством вариантов планировочных решений. Эти варианты отличаются габаритными размерами производственных зданий, составом технологического оборудования, численностью работающих и, как следствие, технико-экономическими показателями (стоимостью строительства, удельным расходом на производственные и эксплуатационные нужды).

Технологические компоновки по корпусам (цехам) с указанием расположения основного технологического оборудования с укрупненной привязкой к строительным конструкциям разрабатывается на основании принципиальной схемы технологических процессов. При проектировании производственных зданий [1, 2] следует объединять, как правило, в одном здании помещения для различных производств и технологических процессов.

Существенное влияние на компоновочные решения оказывают ТНПА системы противопожарного нормирования. При размещении в одном здании или помещении технологических процессов с различной взрывопожарной и пожарной опасностью [6] следует предусматривать мероприятия по предупреждению взрыва и распространения пожара. Если указанные мероприятия являются недостаточно эффективными, то технологические процессы с различной взрывопожарной и пожарной опасностью следует размещать в отдельных помещениях. При этом помещения категорий А, Б и В1–В3 следует отделять одно от другого, а также от других помещений и коридоров

противопожарными перегородками и противопожарными перекрытиями. Не допускается согласно [3] размещать постоянные места проведения огневых работ в помещениях категорий А, Б, В1–В4 по взрывопожарной и пожарной опасности.

Рассмотрим компоновочные решения для механосборочного цеха состоящего из заготовительного, сварочного и сборочного участков. Здание цеха соответствует VI степени огнестойкости по [5]. Цех с продольно-поперечным направлением технологического процесса. Продольные перемещения деталей, сборочных единиц и изделий выполняется кран-балкой. В поперечном направлении для межоперационных перемещений заготовок используются тележки. Подача металла со склада на заготовительный участок и готовых изделий на окраску выполняется электротележками.

Согласно расчету по взрывопожарной и пожарной опасности (ВПО) [4] категории производственных участков определены: заготовительный – В2, сварочный – Г2, сборочный – В3. Здание цеха, в котором размещены указанные выше участки в соответствии с [4] имеет категорию по ВПО В. По технологическому обоснованию не требуется выделение помещений под производственные участки. С другой стороны, согласно [3] не допускается размещение сварочных участков в помещениях категории В1–В4 по ВПО. Для выполнения требования [3] цех в поперечном направлении разделяется на три помещения под заготовительный, сварочный и сборочный участки с категориями по ВПО соответственно В2, Г2, В3. Помещения производственных участков выделяются противопожарными перегородками первого типа с EI 45 [3,6]. Заполнение проемов в противопожарных перегородках второго типа согласно [6] с пределом огнестойкости EI s 30.

Устройство в цеху противопожарных перегородок исключает использование кран-балки для продольного транспорта деталей и изделий. В данном случае в качестве продольного транспорта предпочтительно применение электротележек.

Норма [3] по проведению сварочных работ в производственных помещениях категорий В1–В4 по взрывопожарной и пожарной опасности предъявляет дополнительные требования к инженерным сетям здания. Системы вентиляции следует предусматривать отдельными для каждой группы помещений, размещенных в пределах одного пожарного отсека [7].

Учет требований [3] к проведению огневых работ в помещениях категорий А, Б, В1–В4 по взрывопожарной и пожарной опасности ведет к увеличению затрат на период строительства и технологический транспорт на период эксплуатации. Разделение площади цеха предприятия на отдельные помещения снижает «гибкость» технологического процесса и возможности по оперативному изменению технологического процесса, модернизации и реконструкции производства.

Обзор ТНПА системы противопожарного нормирования и технологического проектирования предприятий машиностроения [8–12] показывает, что указанная выше норма [3] ранее не применялась. Обоснования применения требования, запрещающего проведение огневых работ в помещениях категорий А, Б, В1–В4 по взрывопожарной и пожарной опасности, насколько известно авторам, в открытой печати отсутствует.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Производственные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-90–2008. – Минск: МАиС, 2008. – 9 с.
2. Строительство. Основные термины и определения: СТБ 1900–2008. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2008. – 44 с.
3. Правила пожарной безопасности Республики Беларусь: ППБ Беларуси 01–2014. – Минск: МЧС Республики Беларусь, 2014. – 211 с.
4. Категорирование помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности: ТКП 474–2013. – Минск: МЧС Республики Беларусь, 2013. – 57 с.
5. Здания, строительные конструкции, материалы и изделия. Правила пожарно-технической классификации: ТКП 45-2.02-142–2011*. – Минск: МАиС Республики Беларусь, 2015. – 21 с.
6. Ограничение распространения пожара в зданиях и сооружениях. Объемно-планировочные решения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-2.02-92–2007*. – Минск: МАиС Республики Беларусь, 2014. – 20 с.
7. Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха: СНБ 4.02.01–03*. – Минск: МАиС Республики Беларусь, 2015. – 81 с.

8. Общие правила пожарной безопасности Республики Беларусь для промышленных предприятий: ППБ Республики Беларусь 1.01–94. – Минск: МЧС Республики Беларусь, 2001. – 46 с., (отмененный).

9. Правила пожарной безопасности и техники безопасности при проведении огневых работ на предприятиях Республики Беларусь: ППБ РБ 1.03–92. – Минск: МЧС Республики Беларусь, 2009. – 46 с. (отмененный).

10. Правила пожарной безопасности в Российской Федерации: ППБ 01-03 РФ. _ Москва: МЧС РФ, 2003. – 85 с. (отмененный).

11. Правила противопожарного режима в Российской Федерации/ Утверждены постановлением Правительства РФ от 25.04.2012 г. № 390 (редакция, действующая с 1 марта 2017 года), 2016. – 100 с.

Научное издание

**ИННОВАЦИОННАЯ ПОДГОТОВКА
ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ НА ОСНОВЕ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ (ЕВРОКОДОВ)**

*Материалы Международной
научно-технической конференции
(Минск, 30 мая 2017 г.)*

Подписано в печать 04.11.2017. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 21,39. Уч.-изд. л. 16,73. Тираж 105. Заказ 644.

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.