

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Строительный факультет

**95 лет**

**БПИ – БГПА – БНТУ**

**1920–2015**

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИННОВАЦИОННОЙ  
ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
ПРИ ПЕРЕХОДЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ  
НА ЕВРОПЕЙСКИЕ СТАНДАРТЫ**

Сборник Международных научно-технических статей  
(материалы научно-методической конференции)

*(Минск, 26–27 мая 2015 г.)*

Минск  
БНТУ  
2015

УДК 69(083.7)(06)  
ББК 624.07.04(083.7)(06)  
А43

**Редакционная коллегия:**

**В.Ф. Зверев** – канд. техн. наук, доцент, зав. кафедрой  
«Железобетонные и каменные конструкции»;  
**С.М. Коледа** – ассистент 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»

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

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

**ISBN 978-985-550-720-9**

© Белорусский национальный  
технический университет, 2015

## СОДЕРЖАНИЕ

### **Введение**

*Голубев Н. М., Зверев В. Ф., Щербак С. Б.*

Строительный факультет БНТУ — это звучит гордо!.....10

### **Раздел I. Подготовка инженерных кадров в строительной отрасли**

*Зверев В. Ф., Лях Ю. В., Садовский Ю. И.*

Разработка интегрированного учебного плана специальности «Промышленное и гражданское строительство» .....21

*Рак Н. А.*

Проблемы подготовки инженерных кадров при переходе на проектирование по Еврокодам в Республике Беларусь .....25

*Колпашиников Г. А., Смирнова Г. Ф., Литвинович К. Р., Шкода В. И.*

Значение изучения курса «Инженерная геология» в вузах страны с использованием новых материалов .....30

*Синий С. В., Сунак П. О., Мельник Ю. А., Парасюк Б. О., Мельник А. В.*

Особенности использования программы Opentest для тестового контроля знаний .....34

*Будыко Н. С.*

Управляемая самостоятельная работа студента как фактор повышения качества образования.....38

### **Раздел II. Совершенствование методов расчета и проектирования строительных конструкций**

*Володин А. Ю., Рак Н. А.*

Напряженно-деформированное состояние сталефибробетонных промышленных полов .....44

*Галалюк А. В.*

Прочность каменной кладки при сжатии в национальном приложении к Еврокоду 6.....49

<i>Гринёв В.В., Цингель П.А.</i>	
Особенности расчета диафрагм жёсткости по требованиям норм европейских стандартов .....	57
<i>Давыдов Е. Ю.</i>	
Стальные тонкостенные стержни открытого профиля с раскосным усилением .....	68
<i>Демчук И.Е.</i>	
Предельные значения прочности каменной кладки при сдвиге в национальном приложении к Еврокоду 6 .....	77
<i>Жук В.В.</i>	
Способы повышения несущей способности деревянных чердачных перекрытий .....	89
<i>Картюк В.М., Крантовская Е.Н., Коцюрубенко О.Н.</i>	
К вопросу о направлениях усовершенствования нормативных методов расчета прочности наклонных сечений железобетонных конструкций .....	97
<i>Мартынов Ю.С., Надольский В.В.</i>	
Системы частных коэффициентов, принятые в Еврокодах и СНИПах по проектированию стальных конструкций.....	101
<i>Сидорович Е.М.</i>	
Особенности расчёта гибких сооружений на ветровые воздействия по Еврокоду .....	111
<i>Тур А.В., Козловский Е.А.</i>	
Узлы сопряжения элементов многоэтажных каркасных зданий из сборного железобетона при особых воздействиях .....	119
<i>Хотько А.А., Садин Эбраим Ягуб</i>	
Экспериментальные исследования прочности сцепления с бетоном стеклопластиковой арматуры производителей Республики Беларусь.....	124
<i>Шалобыта Н.Н., Шалобыта Т.П., Полонский М.Ч., Царук О.Г.</i>	
Назначение критериев к расчету железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий .....	132



*Шалобыта Н.Н, Деркач Е.А, Шалобыта Т.П.*

Назначение минимального процента армирования для железобетонных элементов с применением несъемной опалубки согласно европейских норм проектирования .....141

*Шилов А.Е., Шилов А.А.*

Назначение толщины защитного слоя бетона при проектировании железобетонных конструкций по ТНПА РБ и ТКП EN 1992 Еврокод-2 .....151

### **Раздел III. Информационные технологии**

*Акимов В.А., Гончарова С.В.*

Решение инновационных задач как средство повышения качества подготовки специалистов.....160

*Борисевич А.А., Сабук А.А.*

Использование метода проекции градиента в задаче оптимизации балки.....168

*Минченя В.Т., Асимов Р.М, Тромпель Д.А., Семененко А.В*

Информационные технологии в строительстве.....174

### **Раздел IV. Экономика и организация строительства**

*Земляков А.Г., Пилипенко В. М.*

Особенности развитие индустриальных методов строительства жилья в Республике Беларусь .....182

*Земляков Г.В., Воронова М.В.*

Влияние качественных показателей строительно-монтажных работ и ремонтно-строительных работ на стоимость выполненных работ .....189

*Костикова Г.Д., Земляков Г.В.*

Состав и особенности предпроектной документации инвестиционного проекта создания объекта жилой недвижимости .....195

*Ленкевич Р. И., Мякота В.Г.*  
Перспективы использования топливно-энергетических  
ресурсов Беларуси .....203

*Пасько Ю.А.*  
Управление проектом. Вчера, сегодня, завтра .....207

## **Раздел V. Технология производства строительных материалов, изделий и конструкций**

*Васильев А.А.Шевченко Д.Н.*  
Расчетно-экспериментальная модель карбонизации бетона  
сразу после изготовления с применением ТВО.....215

*Галузо.О.Г., Романов Д.В., Вершеня Е.Г.*  
Особенности применения изоляционных пленок в  
строительстве .....228

*Гущин С.В., Бабицкий В.В.*  
Методика определения температуры замерзания  
противоморозных добавок.....235

*Зеленковская Ж.Л., Бабицкий В.В.*  
Расчет температурного режима твердения бетона монолитных  
конструкций .....239

*Калыска А. О., Бусел А. В.*  
Сульфатная активация электросталеплавильных шлаков .....242

*Ковшар С.Н., Мехди Хормози*  
Применимость различных методов неразрушающего контроля  
для оценки прочности бетона длительно-эксплуатируемых  
железобетонных конструкций.....246

*Корсун А.М.*  
Портландцемент с добавкой фибры из кордной ткани.....251

*Красулина Л.В.*  
Системы утепления фасадов и требования по их испытаниям.261

*Мельник Ю.А., Мельник А.В., Синий С.В., Сунак П.О.*  
Компектментальный анализ типов изломов .....267

<i>Пикула А.И.</i> Актуальность создания альтернативных экологических композитных материалов.....	272
<i>Писаренко Д.В., Юхневский П.И.</i> Экстрагирование оксида магния из доломитового сырья сверхкритическим диоксидом углерода.....	280
<i>Полейко Н.Л., Леонович С.Н.</i> Деформативные свойства бетона на заполнителе из осадочных горных пород.....	286
<i>Рябчиков П.В., Батяновский Э.И., Якимович В.Д.</i> Оценка упруго-деформативных свойств тяжело высокопрочного бетона, модифицированного углеродными наноматериалами.....	294
<i>Самуйлов Ю.Д., Красулина Л.В., Опекунов В.В., Батяновский Э.И.</i> О применимости отсева продуктов дробления гранитоидных пород в качестве микрозаполнителя для неавтоклавных ячеистых бетонов.....	304
<i>Федорович П.Л., Таболич А.В., Батяновский Э.И.</i> Эффективность механической активации цемента и мелкого заполнителя для бетона.....	310
<i>Шейда О.Ю., Корбут Е.Е.</i> Проблемы и решения при ведении бетонных работ в зимний период.....	318

## **Раздел VI. Механика грунтов, основания и фундаменты**

<i>Архангельская Т.М., Ковенко В.Н.</i> Устройство заанкеренной подпорной стены методом «Стена в грунте» по контуру глубокого котлована для многофункционального комплекса ОАО «Газпром» в Минске.....	323
<i>Кравцов В.Н., Лапатин П.В., Якуненко С.А.</i> Экспериментально-теоретические исследования и проектирование оснований плитных фундаментов пониженной	

прочности, упрочненных способом вертикального армирования  
грунта.....328

*Кудревич О.О.*

Проектирование вертикально армированных оснований  
плитных фундаментов.....340

*Уласик Т.М., Сущинский В.В.*

Влияние изменений условий «стеснения» на увеличение  
несущей способности сваи, заземленной в грунте .....350

## **Раздел VII. Реконструкция зданий и сооружений**

*Андреюк В.С.*

Причины появления участков биологической коррозии в  
квартирах и общественных помещениях .....356

*Андреюк В.С.*

Повышение эксплуатационной надежности промышленных  
труб .....369

*Босовец Ф.П., Ловыгин А.Н.*

Исследование жилых домов, расположенных на  
подрабатываемых территориях в Солигорском районе.....378

*Ловыгин А.Н., Мадалинский Г.Г., Босовец Ф.П.*

О причинах аварии при демонтаже дымовой трубы котельной  
в г.п «Новый двор» .....382

*Зверев В.Ф., Пелюшкевич А.И., Казаченко Н.Я.*

К вопросу оценки технического состояния строительных  
конструкций здания Борисо-Глебской (Коложской) церкви.....384

*Мадалинский Г.Г., Горячева И.А., Мадалинская Н.Г.*

Реконструкция производственного корпуса ОАО "Минск  
Кристалл". .....393

## **ВВЕДЕНИЕ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИННОВАЦИОННОЙ  
ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
ПРИ ПЕРЕХОДЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ  
НА ЕВРОПЕЙСКИЕ СТАНДАРТЫ**

(г. Минск, БНТУ — 26-27.05.2015)

УДК 378.4(476-25).096:69

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ БНТУ —  
ЭТО ЗВУЧИТ ГОРДО!**

*ГОЛУБЕВ Н. М., ЗВЕРЕВ В. Ф., ЩЕРБАК С. Б.*

Белорусский национальный технический университет  
г. Минск, Республика Беларусь

Строительный факультет (СФ) — один из старейших в Белорусском национальном техническом университете (БНТУ) и является первенцем строительного образования в Беларуси.

В декабре 2015 года Белорусский национальный технический университет и строительный факультет отпразднуют свое 95-летие.

Приведенный ниже факторологический материал более подробно представлен в книге<sup>1</sup>, посвященной истории создания, становления и развития строительного факультета.

Постановлением Военно-Революционного Комитета БССР 10 декабря 1920 г. бывшее Минское политехническое училище типа «Техникум» было преобразовано в Белорусский государственный политехнический институт (Политехникум). В числе пяти факульт-

---

<sup>1</sup> Овчинников, Э. В. Строительный факультет БПИ-БГПА-БНТУ, 1920–2010: исторический очерк: строительному факультету, славному Политеху и тем, кому они дороги, посвящается эта книга / Э. В. Овчинников и П. И. Лавренко. - Минск: Белстан, 2010. - 336 с.

тетов (отделений), созданных при формировании института, был инженерно-строительный.

Первым директором (заведующим) Белорусского государственного политехнического института в ноябре 1920 г. был назначен ученый Н. К. Ярошевич. Первым деканом инженерно-строительного отделения был М. И. Бабицкий.

Подготовка студентов строительного отделения осуществлялась по учебным планам специальностей, программам и образцам курсовых проектов, полученных в Москве и в Киеве.

В июле 1930 г. было принято постановление Совнаркома, на основе которого создавались четыре высших учебных заведения: Химико-технологический, Строительный, Электротехнический институты в Минске и Механический в г. Гомеле. Директором Строительного института был назначен И. Н. Шалимо.

Белорусский строительный институт имел три факультета дневной формы обучения: «Промышленное строительство», «Жилищное строительство», «Отопление и вентиляция» и два вечерних отделения. Общая численность студентов института на январь 1933 г. составила 410 человек.

Совнарком БССР Постановлением № 950 от 1 июля 1933 г. «Об образовании политехнического института» принял решение объединить ряд институтов, в том числе и Строительный в Белорусский государственный политехнический институт. Директором института был назначен С. Ю. Лысов.

В Политехническом институте было образовано четыре факультета: строительный, энергетический, торфомелиоративный и химико-технологический.

Строительный факультет (СФ) — самый крупный в институте, в 1933 г. насчитывал 507 человек, он готовил инженеров-строителей по специальностям промышленное и гражданское строительство (ПГС), отопление и вентиляция (ОВ), водоснабжение и канализация (в 1935 г. закрыта). К 1941 г. численность студентов строительного факультета возросла до 612 человек.

Архивные данные свидетельствуют, что в 1933-1941 гг. на строительном факультете было шесть кафедр: «Строительное производство», «Строительные конструкции», «Отопление и вентиляция», «Геодезия», «Начертательная геометрия, черчение и рисунок», «Ар-

хитектура». Кафедра «Соппротивление материалов и строительная механика» находилась в тот период на торфомелиоративном факультете.

Численность преподавателей кафедр строительного факультета в 1933 г. составлявшая 29 человек, к 1941 г. возросла до 37.

Деканами строительного факультета в период с 1933 по 1941 г. работали: Притыкан, Венедиктов, П.А. Новаш, Н.К. Кессель, а перед началом войны — Л.А. Каминский.

В довоенный период, с 1935 по 1941 г. строительным факультетом было выпущено 748 инженеров-строителей, в том числе по специальности ПГС — 568, ОВ — 156, ВиК — 24.

В связи с оккупацией Минска немецкими войсками в июне 1941 г. Белорусский политехнический институт прекратил свою деятельность. Многие студенты, преподаватели и сотрудники института, в том числе и строительного факультета, участвовали в Великой Отечественной войне.

Совет народных комиссаров БССР принял Постановление № 590 «О возобновлении деятельности Белорусского государственного политехнического института» в системе Наркомместпрома БССР. Было решено возобновить работу с 1 января 1945 г. в составе четырех факультетов: строительного, торфомелиоративного, механического и химико-технологического. План приема на первый курс всех факультетов был установлен в 200 человек.

Приказом Наркомместпрома БССР № 210 от 4 октября 1944 г. исполняющим обязанности директора института был назначен С. И. Позняк, работавший в этой должности до войны.

После войны учебный процесс в БПИ начался 1 марта 1945 г. На строительный факультет было зачислено 98 человек, в том числе на 1-й курс — 31. Однако из-за трудностей военного времени к концу семестра в июле 1945 г. на факультете осталось 63 студента. Тем не менее, во втором послевоенном учебном году (1945/46 гг.) численность студентов строительного факультета возросла до 202, как за счет приема на 1-й курс — 165 человек, так и восстановления на старшие курсы 21 человека. Кроме того, был осуществлен первый послевоенный прием на вечернюю форму обучения — 16 человек.

В 1954/55 учебном году план приема на факультет был увеличен и составил по всем специальностям 270 человек.



В марте 1962 г. деканом вместо Н. К. Кесселя был назначен доцент Павел Иванович Лавренко. До перехода в институт (1956 г.) он работал начальником «Аэропортстроя» в г. Минске.

С 1962/63 учебного года на строительном факультете началось обучение студентов по новой для Белоруссии специальности 1207 — «Производство строительных изделий и конструкций» (специализация — «Производство железобетонных конструкций»). В связи с этим из состава преподавателей кафедры «Строительное производство» была образована кафедра «Строительные материалы», которая стала профилирующей для новой специальности. Заведующим кафедрой был избран д-р техн. наук, профессор Иосиф Николаевич Ахвердов.

В январе 1974 г. вместо П. И. Лавренко деканом был избран канд. техн. наук, доцент кафедры «Технология строительного производства» Эльмар Викторович Овчинников.

В 1985 г. вместо Э. В. Овчинникова деканом был избран канд. техн. наук, доцент Игорь Николаевич Громов, выпускник СФ 1966 г. В июне 1986 г. его сменил канд. техн. наук, доцент Анатолий Николаевич Жабинский, также выпускник СФ 1971 г. В январе 1989 г. И. Н. Громов вновь стал деканом СФ и проработал в этой должности до 1997 г. Затем деканом был избран канд. техн. наук, доцент Владимир Федорович Зверев. После назначения его проректором БГПА в марте 2000 г. факультет возглавил по настоящее время канд. техн. наук, доцент Николай Михайлович Голубев.

Благодаря самоотверженному труду преподавателей и сотрудников строительный факультет был и остается на передовых позициях совершенствования высшего инженерно-строительного образования в Республике Беларусь. Факультет причастен к большим достижениям в строительной науке и развитии строительного комплекса нашей страны, которыми по праву можно гордиться.

Сегодня строительный факультет БНТУ — признанный лидер в подготовке высококвалифицированных специалистов для строительного комплекса Беларуси. В стране нет организации или предприятия строительного профиля, где бы ни трудились его выпускники. За годы существования из стен факультета вышло более **35** тысяч инженеров, технологов и экономистов. Многие из них работают руководителями министерств, крупных предприятий, учре-

ждений, фирм, являются ведущими учеными в строительной отрасли.

Учебный процесс постоянно совершенствуется на основе инновационных методов обучения и современных информационных технологий.

В процессе обучения на факультете студенты получают глубокую теоретическую подготовку по фундаментальным дисциплинам. Приобретают необходимые знания по расчету и проектированию, технической эксплуатации и реконструкции зданий и инженерных сооружений, технологии, организации и экономике строительства, а также проходят ознакомительные, учебно-технологические и производственные практики.



Строительный факультет имеет современную инновационную инфраструктуру. В составе факультета **3** общетехнических и **6** выпускающих кафедр, **4** научно-исследовательских подразделения: **3** НИЛ и Центр научных исследований и испытаний строительных конструкций, а также система филиалов выпускающих кафедр в организациях.



Общая численность ППС факультета составляет **120** чел., в том числе **17** докторов и **58** кандидатов наук. Удельный вес ППС, имеющих ученую степень, составляет **63** %. В НИЛ ведут работу **56**

научных работников (исследователей), среди которых **5** кандидатов наук.

Факультетом осуществляется подготовка инженерных кадров по **5** специальностям, **2** направлениям специальностей и **3** специализациям:

1-26 02 02 «Менеджмент»,

направление 1-26 02 02 04 — «Менеджмент (производственный)»;

1-27 01 01 «Экономика и организация производства»,

направление 1-27 01 01-17 — «Строительство»;

1-70 01 01 «Производство строительных изделий и конструкций», специализация 1-70 01 01 01 — «Производство сборных и монолитных железобетонных конструкций»;

1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», специализации: 1-70 02 01 02 — «Конструкции зданий и сооружений», 1-70 02 01 03 — «Техническая эксплуатация зданий и сооружений» (ВТФ).

1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью».

На факультете ведется подготовка специалистов по дневной и заочной формам получения образования, в том числе по интегрированным с ССУЗ учебным планам (специальность 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», набор 2015 года). Всего на факультете обучается около **1600** студентов на дневном отделении и более **1700** — на заочном.

На строительном факультете осуществляется постдипломное образование, предусматривающее подготовку магистров технических наук, а также специалистов высшей квалификации — кандидатов и докторов технических наук.

На II степени высшего образования подготовка проводится по 2 специальностям:

1-70 80 01 «Строительство»;

1-27 80 01 «Экономика и организация производства».

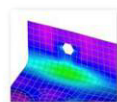
Современные информационные технологии являются важным направлением развития учебного процесса.

На строительном факультете реализуется концепция отраслевой программы внедрения информационных технологий комплексной автоматизации проектирования и поддержки жизненного цикла здания, сооружения на 2011–2015 гг., которая соответствует мировым технологическим тенденциям развития в области проектирования и строительства — BIM (Building Information Model) и PLM (Product Lifecycle Management).

В учебном процессе используются актуальные версии лидирующего программного обеспечения: Windows 8.1/10, Microsoft Visual Studio, Autodesk AutoCAD, Autodesk Revit, Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Siemens PLM Femap with NX Nastran, ПК ЛИ-РА, SpaceClaim, и др.



**FEMAP**  
VELOCITY SERIES



Для профессиональной подготовки специалистов используются 7 современных компьютерных классов, объединенных информационной сетью с высокоскоростным выходом в INTERNET.

На протяжении ряда лет студенты строительного факультета занимают призовые места на республиканских и международных олимпиадах, конкурсах, конференциях.

Результаты конкурсной активности студентов строительного факультета, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство», за последние 11 лет впечатляют: на Международном студенческом конкурсе по специальности ПГС (г. Брест, БрГТУ) студенты СФ БНТУ 9 раз занимали первое место в командном зачете. Немало побед студентам СФ принесло и участие во Всеукраинской студенческой олимпиаде по специальности ПГС.

Строительный факультет активно взаимодействует с предприятиями и организациями строительного комплекса Республики Беларусь (Базовыми организациями) по подготовке и последующему трудоустройству квалифицированных специалистов, в обеспечении

требуемого уровня качества образовательного процесса, в развитии материально-технической базы.

Научная деятельность строительного факультета БНТУ осуществляется на 9 кафедрах, в 4 научно-исследовательских лабораториях.

Научно-исследовательская и инновационная деятельность строительного факультета увязаны с приоритетными направлениями фундаментальных и прикладных научных исследований Республики Беларусь на 2011-2015 г.г.

Общий объем финансирования научно-исследовательских, опытно-конструкторских и опытно-технологических работ (НИОКР) в 2014 году по всем источникам составил более **25,2** млрд. руб.

На факультете функционируют зарегистрированные научные школы:

— «Проблемы технологии, структуры и физико-технические свойства цементных бетонов».

Руководитель — д-р техн. наук, проф. Э. И. Батяновский, зав. кафедрой «Технология бетона и строительные материалы»;

— научная школа в области создания и исследования бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений.

Руководитель — д-р техн. наук, проф. Т. М. Пецольд;

— научная школа в области оптимизации нелинейно деформируемых несущих строительных систем.

Руководитель — д-р техн. наук, проф, проф. А. А. Борисевич, зав. кафедрой «Строительная механика».

Работники СФ на протяжении многих лет активно участвуют в совершенствовании и подготовке национального комплекса технических нормативных правовых актов Республики Беларусь.

В настоящее время строительный факультет активно работает над выполнением задач социально-экономического развития страны, осуществляет научное и инженерно-техническое сопровождение проектирования и строительства объектов, имеющих особое социальное и градостроительное значение.

Одним из ключевых направлений деятельности БНТУ — ведущего технического вуза Республики Беларусь — является международное сотрудничество в сфере образования и науки, направленное на развитие взаимовыгодных партнерских связей с высшими техническими, научными и культурными учреждениями и организациями

зарубежных стран на основе двусторонних соглашений, а также участие в международных научных и учебных проектах и программах.

Строительный факультет с 2004 года является членом Ассоциации Европейских строительных факультетов с участием факультетов неевропейских стран (АЕСЕФ, Прага, Чешская Республика).

В настоящее время статус полноправного члена АЕСЕФ имеет 21 страна: Беларусь, Великобритания, Венгрия, Греция, Дания, Ирландия, Канада, Латвия, Литва, Польша, Португалия, Российская Федерация, Румыния, Словацкая Республика, Словения, Турция, Украина, Финляндия, Хорватия, Чешская Республика, Эстония.



Кроме того, БНТУ — член Международной Ассоциации строительных вузов, которая объединяет такие страны, как: Российская Федерация, Беларусь, Казахстан, Украина, Армения, Таджикистан, Азербайджан, Киргизия.

Сфера деятельности Ассоциации — поддержка интеграционных процессов в вузах, обсуждение и решение вопросов подготовки квалифицированных кадров, осуществление совместной научно-исследовательской деятельности в строительстве, разработка профессиональных стандартов и квалификационных требований к бакалаврам, специалистам и магистрам в области строительства.

СФ активно участвует и координирует два проекта (EWENT и ACTIVE) по программе ЕС «Эразмус Мундус».

Совместно с Белостокским техническим университетом в рамках научно-технического сотрудничества на 2011-2016 и Казахским национальным техническим университетом г. Алматы (Республика

Казахстан) в рамках научно-технического сотрудничества на 2013-2015 проводится работа по всем направлениям строительства.

В рамках Соглашения о научном сотрудничестве между Польской академией наук и Национальной академии наук Беларуси БНТУ совместно с Белостокским техническим университетом проводят научно-исследовательские работы по Польско-Белорусскому совместному проекту на 2014-2016 г.г. «Готовность предприятий к созданию трансграничной сети производственной кооперации».

Реализованы договора о международном научно-техническом сотрудничестве с Ижевским государственным техническим университетом им. М.В. Калашникова (г. Ижевск, РФ), договора о международном научно-техническом сотрудничестве с Техническим университетом Вена (Австрия).

СФ принимает участие в работе:

— Международной Федерации конструкционного бетона (FIB, Lausanne, Швейцария);

— Международный союз лабораторий и экспертов в области строительных материалов, систем и конструкций (RILEM, Vagnieux, Франция);

— научного совета «Механика разрушения материалов и конструкций» Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН, г. Москва, Россия).

Строительный факультет в рамках договора между БНТУ и Венским техническим университетом (Австрия) активно участвует в исследованиях по проблематике «Углеродные наноматериалы в технологии бетона».

Наши выпускники гордятся тем, что прошли обучение на строительном факультете БПИ–БГПА–БНТУ, т. к. объем и качество знаний, полученных в период обучения, соответствуют высоким требованиям мировых стандартов.

Многие выпускники строительного факультета занимали и занимают должности республиканского значения. Особенно приятно отметить, что в ректорате БНТУ также работают наши выпускники — ректор БНТУ, академик НАН Беларуси, д-р техн. наук, профессор Хрусталева Борис Михайлович и проректор БНТУ, канд. техн. наук, доцент Земляков Геннадий Васильевич.

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



МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИННОВАЦИОННОЙ  
ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
ПРИ ПЕРЕХОДЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ  
НА ЕВРОПЕЙСКИЕ СТАНДАРТЫ**

(г. Минск, БНТУ — 26-27.05.2015)

УДК 617.018.21

**РАЗРАБОТКА ИНТЕГРИРОВАННОГО УЧЕБНОГО ПЛАНА  
СПЕЦИАЛЬНОСТИ «ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ  
СТРОИТЕЛЬСТВО»**

*ЗВЕРЕВ В.Ф., ЛЯХ Ю.В., САДОВСКИЙ Ю.И.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В условиях происходящих реформ в системе образования в спектре задач Болонского процесса, формировании новых подходов к пониманию качества образовательного процесса, нацеленности процесса обучения на формирование практических компетенций у студентов, подготовка новых учебно-методических материалов приобретает первостепенное значение. Одним из их видов являются интегрированные учебные планы специальностей.

Термин «интеграция» в самом общем смысле означает взаимодействие обособленных структурных элементов какой-либо совокупности, приводящее к оптимизации связей между ними и к их объединению в единую систему, обладающую новым качеством и новыми потенциальными возможностями. Предпосылками интеграции в образовании считаются аналогичные тенденции в сфере труда (интеграция трудовых функций в условиях действия новых экономических механизмов и т.д.). Кроме того, происходит синтез естественнонаучных, технических и специальных знаний, в резуль-

тате которого в центре внимания оказывается человек в его взаимодействии с техническими, социальными, производственными, природными и другими системами.

При реализации принципа интеграции в образовательном процессе используют следующие основные формы интеграции: внутрипредметную и межпредметную. Специфика внутрипредметной интеграции состоит в том, что она позволяет выстроить целостную систему учебной деятельности в пределах отдельной дисциплины, понять механизмы формирования основных образовательных результатов (знаний и умений, опыта деятельности). Межпредметная интеграция определяет организационную структуру учебного процесса. В интегрированном образовательном пространстве отдельные учебные дисциплины взаимодействуют и продолжают существовать в качестве автономных образовательных систем. Процесс обучения в целом проходит три основных стадии: освоение знаний и приобретение навыков путем многократного повтора упражнений; достижение понимания и формирование умений как возможности использовать полученные знания в других учебных ситуациях.

В соответствии со стандартами Всемирной инициативы CDIO новое видение развития современного инженерного образования в контексте «Задумай – Спроектируй – Реализуй – Управляй» («Conceive – Design – Implement – Operate») предусматривает проектирование учебного процесса, результатом которого является приобретение студентами технологических навыков создания продуктов, процессов и систем во взаимосвязи с приобретением личностных и межличностных навыков и коммуникаций и их применением в инженерной деятельности [1].

Любой интегрированный учебный план, с одной стороны, предполагает взаимосвязь предыдущей и планируемой подготовки обучающихся, с другой стороны, отражает сочетание двух моделей обучения: дисциплинарной и проектно-организованной. Достижение планируемых результатов обучения в части дисциплинарных знаний и навыков неразрывно связано с формированием личностных и межличностных умений и навыков, приобретение которых наряду с технологическими навыками осуществляется в период реализации учебного плана (те же аудиторские часы и часы самостоятельной работы). Преподаватели играют активную роль в разработке инте-

грированного учебного плана, проводя соответствующие взаимосвязи между дисциплинами, выявляя и согласовывая возможности формирования и развития отдельных навыков при изучении преподаваемых ими дисциплин.

На строительный факультет БНТУ начиная с 2015 года на заочную форму получения образования будут приниматься выпускники строительных колледжей Минска 2010-2015 годов выпуска специальности 2-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство (по направлениям)».

В табл. 1 приведен список этих колледжей и планируемый выпуск учащихся в 2015 году.

Таблица 1

№ п/п	Учреждение образования	Планируемый в 2015 г. выпуск
1	Архитектурно-строительный колледж в составе ГУ ВТО «Белорусско-Российский университет»	175
2	УО «Бобруйский государственный строительный профессионально-технический колледж»	20
3	УО «Витебский государственный индустриально-строительный колледж»	50
4	УО «Гомельский государственный дорожно-строительный колледж»	85
5	УО «Минский государственный энергетический колледж»	25
6	Филиал «Индустриально-педагогический колледж» УО Республиканский институт профессионального образования	23
7	УО «Минский государственный профессионально-технический колледж строителей им.В.Г.Каменского»	26
8	Филиал БНТУ УО «Минский государственный архитектурно-строительный колледж»	150
9	УО «Молодечненский государственный политехнический колледж»	50

Разработанный для этой специальности интегрированный учебный план отражает интеграцию таких компонентов образовательной системы, как структура и содержание учебных циклов, объёмы учебной работы и формы контроля.

Проведен анализ базовых учебных планов колледжей и сравнение учебных программ повторяющихся дисциплин указанных

ССУЗов и БНТУ. В результате оказалось возможным сократить срок обучения по указанному плану на год, т.е. до 5 лет.

Нормативное сокращение срока обучения оказалось возможным с учетом следующих факторов:

- сравнение объема и содержания учебных программ колледжей и БНТУ таких дисциплин, как охрана труда и инженерная геодезия, позволило перезачесть их полностью;

- значительно уменьшен объем изучаемых в БНТУ дисциплин, таких как информатика, теоретическая механика, инженерная графика, архитектура, технология строительного производства, строительное материаловедение, электротехника и экономика строительства за счет изученных в колледжах разделов этих дисциплин;

- перезачтена большая часть учебных и производственных практик, в рамках плана БНТУ остались геологическая, вторая производственная и преддипломная практики.

Каждый из модулей плана, которые встроены в соответствии со структурно-логическими связями дисциплин в полноценный учебный план высшего образования, оцениваются по системе зачетных единиц, способствует формированию профессиональных компетенций и личностных и межличностных умений в соответствии со стандартами CDIO.

Результатом межпредметной интеграции дисциплин являются курсовые работы, курсовые проекты и выпускная квалификационная работа. Проектная деятельность проходит через весь цикл обучения, при этом уровень сложности и интеграции растет от проекта к проекту.

Изучение интегрированных дисциплин и дисциплин в блоках выстроено по одному принципу – непрерывному изучению дидактического материала. Предпочтительным объединением дисциплин в интегрированном учебном плане, составленном по последовательно-параллельной схеме реализации, является представление их блоками родственных дисциплин.

В результате реализации интегрированного плана происходит перенос отдельных дисциплин или отдельных дидактических единиц (учебных элементов) из программы ССУЗов на ступень ВУЗа.

Последовательно-параллельная схема реализации учебного плана позволит существенно повысить научно-образовательный уровень выпускников средних профессиональных учебных заведений,

поступивших в университет по обозначенной программе, сохраняя и развивая их практические умения и навыки.

Особенно позитивное значение это приобретает, если интегрированная образовательная программа начинает внедряться уже в ссузе при сотрудничестве преподавателей ССУЗов и вуза, цикловых комиссий и кафедр специальных дисциплин образовательных учреждений.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Всемирная инициатива CDIO. Стандарты: информационно-методическое издание / Пер. с англ. и ред. А.И. Чучалина, Т.С. Петровской, Е.С. Кулюкиной. – Томск: Изд-во ТПУ, 2011. – 17 с.

УДК 624.012.45

### **ПРОБЛЕМЫ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ ПРИ ПЕРЕХОДЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПО ЕВРОКОДАМ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ**

*РАК Н.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

#### **Введение**

Во исполнение постановления Совета Министров Республики Беларусь «О приведении в соответствие с Европейскими нормами и стандартами национальных технических правовых актов в области строительства» в ближайшее время предстоит переход к изучению студентами специальности «Промышленное и гражданское строительство» учебных дисциплин, посвященных расчету и конструированию строительных конструкций с учётом норм и стандартов Европейского Союза.

Возникающие при этом проблемы были рассмотрены в ранее в статьях [1,2] с учетом того, что согласно информационного письма Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 12.02.2010 г было узаконено одновременное действие старых и новых нормативных документов по проектированию конструкций.

## **Состояние вопроса**

В работах [1,2] было предложено включить в учебный план специальности «Промышленное и гражданское строительство» новую дисциплину «Основы проектирования строительных конструкций», которая должна предшествовать курсам дисциплин, посвященных расчету конструкций из различных видов материалов. Включение в учебный план этой дисциплины обусловлено тем, что в европейских документах по проектированию строительных конструкций (СТБ ЕН 1990-2007, СТБ ЕН 1991-1-1-2008 и группе документов ТКП ЕН 1991-1) содержится большой объем новой информации, содержащей фундаментальные основы проектирования конструкций. Именно на этих основах и базируется затем проектирование и конструирование конструкций из различных видов материалов. Объем лекционных часов по этой дисциплине ориентировочно может быть принят в размере 16 часов.

До включения в план указанной дисциплины временно (на переходный период) было предложено в 9 семестре обучения в содержание раздела «Проектирование и расчет спецсоружений» ввести изучение новых нормативных документов в объеме 12 лекционных часов, в пределах которых рассматриваются следующие темы:

1. Система европейских нормативных документов по проектированию строительных конструкций. Концепция надежности проектирования строительных конструкций по СТБ ЕН 1990-2007.

2. Особенности определения нагрузок от удельного веса, постоянных и переменных нагрузок на здания по СТБ ЕН 1991-1-1-2008, а также снеговых нагрузок по ТКП ЕН 1991-1-3-2009.

3. Определение нагрузок от ветровых воздействий по ТКП ЕН 1991-1-4 и температурных воздействий по ТКП ЕН 1991-1-5-2009.

4. Определение воздействий при производстве строительных работ по ТКП ЕН 1991-1-6-2009 и воздействий, вызванных кранами и механическим оборудованием по ТКП ЕН 1991-3-2009.

5. Определение нагрузок от особых воздействий по ТКП ЕН 1991-1-7-2009. Проектирование высотных зданий согласно ТКП 45-3.02-108-2008. Мероприятия по защите зданий от прогрессирующего обрушения.

В 2010-2015 годах все эти темы в БНТУ были включены в программу дисциплины «Проектирование и расчет спецсоружений» для специальности «Промышленное и гражданское строительство»

для студентов, изучавших дисциплину «Железобетонные и каменные конструкции» в 6-8 семестрах по учебной программе, ориентированной на национальные ТНПА.

В связи с этим были из действовавшей программы раздела «Проектирование и расчет спецсооружений» были исключены ряд темы, а содержание лекций по остальным темам было откорректировано. При этом удалось сохранить основной объем учебного материала за счет активизации самостоятельной работы студентов с предварительно раздаваемыми графическими материалами, иллюстрирующими особенности расчета и конструирования рассматриваемых на лекции железобетонных конструкций спецсооружений.

Реализация приведенных выше предложений позволило обеспечить в переходный период достаточно полное ознакомление студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» с отечественными и европейскими нормативными документами по проектированию строительных конструкций.

Новым шагом по внедрению в практику проектирования Европейских норм проектирования явилось принятие Минстройархитектуры приказа №340 от 10.12.2014 «О переходе на Еврокоды».

Целью принятия приказа является массовое внедрение в практику проектирования на возведение зданий и сооружений европейских стандартов по расчету строительных конструкций (еврокодов).

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

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

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

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

При этом согласно приказу с 1 июля 2015 года для вновь начинаемых объектов запрещается применение ряда действующих в настоящее время нормативных документов, в том числе СНиП 2.01.07-85

«Нагрузки и воздействия» и СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции».

### **Предложения по совершенствованию методики преподавания**

В настоящее время согласно учебного плана специальности «Промышленное и гражданское строительство» (см. таблицу) изучение дисциплин, посвященных проектированию строительных конструкций, начинается в 6 семестре.

Таблица 1

Дисциплины	Семестры	Часы			
		Всего	Лекции	Практические	Лабораторные
Железобетонные и каменные конструкции	6,7,8	196	114	66	16
Металлические конструкции	6,7,8	196	114	66	16
Конструкции из дерева и пластмасс	8,9	80	48	16	16
Проектирование и расчет спецсоружений	9	48	48		
	Всего	520	324	148	48

В связи с этим наиболее рационально изучение вопросов, связанных с переходом на проектирование строительных конструкций по европейским стандартам, начинать в 6-м семестре. Тогда к началу следующего 7-го семестра, когда студенты приступают к выполнению курсовых проектов, студенты уже будут ознакомлены в требуемом для этого объеме с основами проектирования строительных конструкций.

В сложившихся условиях наиболее целесообразно включить в учебный план специальности «Промышленное и гражданское строительство» новую дисциплину «Основы проектирования строительных конструкций» взамен дисциплины «Основы автоматизации проектирования в строительстве».

Основная цель дисциплины «Основы проектирования строительных конструкций» — углубленное изучение принципов и правил проектирования строительных конструкций по европейским



нормативным документам, а также наиболее эффективных методов автоматизированного проектирования строительных конструкций.

Таблица 2

Дисциплины	Семестры	Часы			
		Всего	Лекции	Практические	Лабораторные
Основы проектирования строительных конструкций	6,7	128	64		64

При этом в пределах на лекций 6-го семестра предусматривается изучение следующих тем (в объеме 16 часов):

1. Система европейских нормативных документов по проектированию строительных конструкций.

2. Концепция надежности строительных конструкций по ТКП ЕН 1990-2010

3. Особенности определения нагрузок от удельного веса, постоянных и переменных нагрузок на здания по СТБ ЕН 1991-1-1-2008

4. Особенности определения снеговых нагрузок по ТКП ЕН 1991-1-3-2009

5. Особенности определения нагрузок от ветровых воздействий по ТКП ЕН 1991-1-4

6. Особенности определения нагрузок от температурных воздействий по ТКП ЕН 1991-1-5-2009 и воздействий при производстве строительных работ по ТКП ЕН 1991-1-6-2009

7. Определение нагрузок от особых воздействий по ТКП ЕН 1991-1-7-2009. Мероприятия по защите зданий от прогрессирующего обрушения

8. Особенности определения нагрузок, вызванных кранами и механическим оборудованием по ТКП ЕН 1991-3-2009

Кроме того на ряде лабораторных занятий (ориентировочно 6-8 часов) предполагается выполнение вычислений основных параметров надежности строительных конструкций, практическое освоение правил составления сочетаний нагрузок, изучение принципов проектирования конструкций на основе испытаний.

Остальные учебные занятия по новой дисциплине предполагается проводить согласно откорректированной программы ныне изучаемой дисциплины «Основы автоматизации проектирования в строительстве».

## **Заключение**

Реализация приведенных выше предложений позволит обеспечить в переходный период достаточно полное ознакомление студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» с отечественными и европейскими нормативными документами по проектированию строительных конструкций.

## **ЛИТЕРАТУРА**

1. Рак, Н.А. К вопросу о преподавании дисциплины «Железобетонные конструкции» в период перехода на европейские нормы / Н.А. Рак, В.Ф. Зверев // Вопросы перехода на европейские нормы проектирования строительных конструкций: Сб. научн. ст. / БНТУ; – Минск, БНТУ, 2010. – С. 4-7.

2. Рак, Н.А. Особенности преподавания курса «Железобетонные и каменные конструкции» с учетом норм и стандартов Европейского Союза / Н.А. Рак // Повышение качества подготовки студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство»: Сб. научн. ст. / БНТУ; – Минск: БНТУ, 2011. – С. 44-50.

УДК 556.382:681.3(476)

## **ЗНАЧЕНИЕ ИЗУЧЕНИЯ КУРСА «ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ» В ВУЗАХ СТРАНЫ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ НОВЫХ МАТЕРИАЛОВ**

*КОЛПАШНИКОВ Г. А., СМИРНОВА Г. Ф.\*, ЛИТВИНОВИЧ К. Р.\*,  
ШКОДА В. И.\**

Белорусский национальный технический университет  
Белорусский государственный университет  
информатики и радиоэлектроники\*  
Минск, Беларусь

При увеличении темпов строительства сооружений различного назначения усиливается значение изучения курса «Инженерная геология» в вузах страны.

Инженерная геология как наука содержит три основных раздела: «региональная инженерная геология, «грунтоведение», «геодина-

мика». Все три раздела органически раскрывают закономерность пространственно-временной изменчивости инженерно-геологических условий в зависимости от истории развития земной коры и современных физико-географических условий.

Целью преподавания дисциплины является овладение студентами знаний в области проектирования и эксплуатации зданий и сооружений, исключающего риск проявления опасных геологических процессов приводящих к деформациям строительных конструкций. Основные методы обучения должны включать инновационные подходы и новые материалы по курсу:

- элементы проблемного обучения (проблемное изложение, вариантное изложение, поисковый метод), реализуемые на лекционных занятиях;

- элементы учебно-исследовательской деятельности, реализация творческого подхода при лабораторных и практических занятиях, самостоятельной работе и переходе ТКП EN;

- использование коммуникативных технологий (дискуссии, учебные дебаты и другие формы и методы, реализуемых на конференциях);

В настоящее время разработаны и опубликованы пособия и монографии, позволяющие со своей полнотой освоить три раздела инженерной геологии [1-5].

В пространственном отношении грунты как основания зданий и сооружений развиты повсеместно на территории страны.

При этом наблюдается закономерное изменение состава и строения грунтов при переходе от северных районов к южным, что определяет изменение их водно-физических свойств. Выделяются три характерные зоны по содержанию обломочных фракций – северную, среднюю с валунами, гравием, галькой и южную, сложенную преимущественно песчано-глинистыми отложениями. Граница между этими зонами приближено проходит на севере вдоль границы краевых образований позерского оледенения, на юге вдоль краевых образований сожского оледенения.

Для каждой из этих зон имеют место геологические риски в результате проявления опасных геологических процессов. Это должно учитываться при проектировании зданий и сооружений.

Типичным представителем глинистых водно-ледниковых отложений являются известные в инженерно-геологической практике ленточные глины, широко развитые на севере Республики Беларусь.

Ленточные глины могут без значительных деформаций выдерживать нагрузки до 0,3-0,4 МПа, даже если их естественная влажность превышает верхний предел пластичности. Однако осадка толщи водонасыщенных ленточных глин под сооружением усиливается при переслаивании глинистых и песчаных прослоев. Последние, как естественные дренажи отводят воду, выжимаемую из глинистых пород.

Моренные супеси и суглинки наиболее детально были изучены в средней зоне. Изменчивость их незначительна: при средних значениях удельного веса для супесей  $2,68 \text{ г/см}^3$  и суглинков  $2,7 \text{ г/см}^3$  средние квадратичные отклонения составили соответственно 0,04 и  $0,05 \text{ г/см}^3$ , коэффициенты вариации 1,5 и 1,8%.

Однако моренные отложения даже при значительной плотности и слабой сжимаемости в периоды переувлажнения превращаются в текучепластичные.

Лессовидные супеси и суглинки получили развитие на Минской, Новогрудской возвышенностях, в пределах Копыльской, Ошмянской гряд, Оршаноско-Могилевского плато. Особенности инженерно-геологического изучения лессовидных грунтовых толщ связаны со сложными условиями их залегания.

Лабораторными исследованиями показано, что супеси и суглинки теряют прочность и устойчивость в результате их способности к набуханию и размоканию. Особенно важно учитывать это обстоятельство в откосах и котлованах, которые напрямую подвергаются воздействию атмосферных осадков.

Значительные материальные потери связаны с деформационными процессами в набухающих грунтах, широко развитых в центральной зоне. Особенно отчетливо они проявились в Солигорском горнопромышленном районе, где имели место деформации зданий и сооружений, выход из строя подземных коммуникаций и др. При свободном набухании относительное линейное приращение высоты отдельных образцов достигало 0,145-0,190 по отношению к начальной, что позволило отнести их к набухающим грунтам. Деформация грунтов увеличивается при их промерзании, особенно при подъеме уровня грунтовых вод. Проведенные исследования определили

необходимость учета изменений свойств грунтов при подтоплении территорий.

Южная зона занимает территорию Белорусского Полесья, где широко распространены отложения речных террас. На геологических разрезах в составе аллювиальных отложений, покрывающих супесчано-суглинистую толщу повсеместно преобладают слоистые мелкие пески с высоким содержанием тонкодисперсной фракции и выдержанным литологическим составом по простиранию. При проектировании сооружений должно учитываться наличие на малых глубинах (порядка нескольких метров) супесей и суглинков, обладающих высокой степенью просадочности, что подтверждается бурением разведочных скважин.

Представленный материал отвечает требованиям изучения курса и позволяет получить дополнительные сведения, которые могут быть использованы как в учебном процессе, так и при проектировании объектов гражданского, дорожного, линейного, мелиоративного и других видов строительства.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Колпашников, Г. А. Инженерная геология: учебное пособие для студентов строительных специальностей / Г. А. Колпашников.- Минск: УП «Технопринт», 2005. – 126с.

1. Шведовский, Н. В. Инженерная геология / Н. В. Шведовский, В. Г. Федоров. – Брест, 2007 – 266с.

2. Никитенко, М. И. Инженерно-геологические изыскания в строительстве / М. И. Никитенко. – Минск, 2005. – 218с.

3. Зуй, В. И. Методы инженерно-геологических и гидрогеологических исследований. Учебно-методическое пособие. Минск, БГУ, 2014 – 254с.

4. Инженерная геология России том 2, М. 2011 – 815с

## **ОСОБЕННОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПРОГРАММЫ OPENTEST ДЛЯ ТЕСТОВОГО КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ**

*СИНИЙ С. В., СУНАК П. О., МЕЛЬНИК Ю. А.,  
ПАРАСЮК Б. О., МЕЛЬНИК А. В.\**

Луцкий национальный технический университет  
Восточноевропейский национальный университет им. Леси Украинки\*  
Луцк, Украина

В современном мире каждая страна строит свой путь совершенствования собственного образования, пытаясь видоизменить его сложившуюся модель по минимуму и одновременно учитывать прогрессивные тенденции в формировании общемирового стандарта [1].

Одним из важных вопросов организации учебного процесса в современных условиях внедрения и функционирования инноваций во многих европейских образовательных учебных программах, в том числе и на уровне кредитно-модульной системы, является оценка результатов обучения. При этом для проверки знаний по темам модулей учебной дисциплины используются тестовые задания.

Правильная организация и автоматизация процесса оценки знаний, в соответствии с современными европейскими представлениями и требованиями к их уровню, невозможна без использования эффективных программных средств персонального контроля на ПК.

Ниже рассмотрены особенности формирования и применения тестовых заданий для контроля знаний студентов дневной формы обучения, с учетом специфики рабочих учебных программ бакалаврского уровня по дисциплинам таких строительных специальностей: «Городское строительство и хозяйство», «Промышленное и гражданское строительство», «Автомобильные дороги и аэродромы». При наличии и использовании в учебном процессе разных распространённых программ тестирования, например Moodle, большее внимание сосредоточено нами на внедрении тестового контроля знаний студентов в программе OPENTest.

Для одних учебных дисциплин результаты решения тестовых заданий являются определяющими в формировании оценки знаний по темам модулей, а для других дисциплин - составляющими интегральной оценки знаний.

Например, рабочей учебной программой по дисциплине «Введение в строительное дело» для всех специальностей (ГСХ, ПГС, АДА) при общем объеме 54 часа (1,5 кредита ECTS) было предусмотрено проведение только таких аудиторных занятий как лекции (всего 9, то есть 18 часов), а остальное время на усвоение учебного материала отводится на самостоятельную работу (соответственно, 36 ч). Поэтому, в данном случае, за основу оценки усвоенных студентом знаний (вид контроля - зачет) целесообразно принимать результаты тестовых контрольных работ (по двум модулям).

При этом следует отметить, что тестовый контроль удобно использовать для оценки усвоения теоретического материала: определений, правил, формул, нормативных показателей и требований, а также однотипных по сложности задач.

Однако, в случае, когда рабочей учебной программой дисциплины предусмотрено выполнение студентом лабораторных работ, курсовых работ или проектов, сдачи экзаменов с решением задач, то влияние результатов сдачи тестовой контрольной работы на общую оценку знаний по дисциплине становится пропорциональным сложности тестовых заданий, но не определяющим. В этом случае решающей, то есть наиболее влияющей на общую оценку, должна быть оценка знаний студента по результатам выполнения конкретных расчетно-графических задач проектного характера. Эта особенность в оценке знаний присуща и для других инженерных специальностей, ведь на производстве большинство расчетов привязываются к конкретным проектным чертежам.

Следовательно, для оценки знаний по тем дисциплинам, которые учат решать расчетно-графические задания (то есть, принимать проектные решения) тестовый контроль знаний целесообразно использовать для оценки теоретических основ, а также - простых типовых задач, которые являются отдельными шагами проектных решений.

Таким образом, учитывая изложенные выше особенности использования тестового контроля знаний, преподавателями кафедры Городского строительства и хозяйства Луцкого НТУ и кафедры

Геодезии, землеустройства и кадастра Восточно-европейского НУ им. Леси Украинки разрабатываются и внедряются в учебный процесс тестовые контрольные работы оценки знаний студентов в условиях усовершенствования подходов к заданиям кредитно-модульной системы.

На сегодня, тестовые задания разработаны по всем закрепленным за кафедрами учебным дисциплинам. Наряду с другими программами тестирования знаний, проходит поэтапное внедрение автоматизированной системы тестового контроля знаний OPENtest. За последнее десятилетие данная тест-программа индивидуального тестирования на ПК стала достаточно широко известна и используется в ВУЗах Украины [2-4 и др.] и выбрана нами исходя из актуальных потребностей учебного процесса. На нынешнем этапе ее функционирования она выгодно отличается простотой и удобством в использовании, скоростью и доступностью получения результатов теста, данными в удобной таблично-графической форме для проведения преподавателем подробного анализа (по каждой теме или вопросу темы) успеваемости и усвоения студентами (группы или отдельного студента) пройденного материала.

В начале 2005-2006 учебного года кафедрой ГСХ Луцкого НТУ было принято решение об апробации программы OPENtest на базе локальной сети 10 ПК закрепленного за кафедрой компьютерного класса. Пилотной дисциплиной было выбрано «Вступление в строительное дело», которая преподается для студентов первого курса всех строительных специальностей. Таким образом, первокурсники уже с первого семестра усваивают правила пользования программой и на следующие дисциплины приходят подготовленными.

На основании анализа теоретического материала и в соответствии с рабочей учебной программой по дисциплине «Введение в строительное дело» было составлено и введено в базу данных программы OPENtest вопросы по тестовым контрольным работам: 177 вопросов по тематике первого модуля (лекции 1 - 4) и 168 вопросов по тематике второго модуля (лекции 5 - 9). В пределах каждого модуля количество тем программы принимается равным количеству лекций (для оптимизации выбора вариантов вопросов). По сложности вопросов модули примерно равны и проверяют знания теоретического материала, вопросов с решением задач данным тестом не предусматривалось.



Нами был проведен анализ характеристик работы с программой OPENtest непосредственно по данному тесту для заданной целевой аудитории. В частности, определялись:

- требования к оценке уровня знаний по дисциплине (минимально допустимое количество правильных ответов);
- максимальное и минимальное время ответа на один вопрос (привлекались студенты старших курсов);
- возможные характерные технологические ошибки при работе студента за ПК (подготовка студентов к работе за компьютером, при переходе от одного к другому вопросу, возможные причины «зависания» программы в режиме ответа на тестовые вопросы).

Для ознакомления с методикой тестирования студентам назначались консультации.

По результатам проведенных исследований нами были установлены следующие оптимальные значения параметров тестовой контрольной работы по дисциплине «Введение в строительное дело» для студентов дневной формы обучения: 15 вопросов за 10 минут, не более трех попыток сдачи для каждого студента.

Особенностью программы OPENtest является то, что шкала оценки знаний задается в процентах (от 0 до 100%). С другой стороны, европейская шкала ECTS оценивает знания от 0 до 100 баллов. Для удобства оценки программой OPENtest ответов и перевода их в баллы шкалы ECTS, оправдало себя такое решение:

- в пределах отдельного модуля 1% равен 1 баллу (это позволяет определить оценку по пятибалльной шкале и букву - по шкале ECTS);
- в пределах отдельного модуля оценка его в баллах по шкале ECTS принимается не более отношения набранных процентов в программе OPENtest к общему количеству модулей по данной дисциплине.

Как показал опыт, уровень знаний обычно описывается нормальным законом Гаусса. С каждым годом уменьшается доля несдач из-за неправильности процедуры работы с тестом, что подтверждает возростание общего уровня владения ПК.

Технология сдачи тестов в системе OpenTEST значительно экономит время студентов и преподавателей, высвобождая его на возможность получения новых знаний и занятия наукой.

Выводы. За десятилетие эксплуатации системы OpenTEST в учебном процессе Луцкого НТУ и Восточноевропейского НУ им. Леси Украинки появился опыт адаптации тест-вопросов к специфике заданий учебных дисциплин, что значительно расширило дидактические и методические возможности применения этой тест-программы при контроле знаний студентов, увеличило объективность и оперативность оценки уровня их знаний.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Герасимчук О. О. Вопросы повышения качества образования в контексте унифицированных учебных программ [Текст] / О. О. Герасимчук, С. В. Синий, Г. А. Герасимчук, З. О. Гошко // Образование, наука и производство в XXI веке: современные тенденции развития: материалы юбилейной междунар. конф. Могилёв, 24 ноября 2011 г. – Могилёв: Беларус.-Рос. ун-т, 2011. – С. 17-18.
2. Напрасник С.В., Цимбалюк Е.С., Шкиль А.С. Компьютерная система тестирования знаний OpenTEST 2.0 [Текст] // Сб. научн. трудов 10-й междунар. конф. УАДО Образование и виртуальность – 2006. – Харьков-Ялта. – 2006. – Харьков: ХНУРЭ, 2006. – С. 454-461.
3. Программа тестирования. Тестирование знаний OpenTEST [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://www.opentest.com.ua>. Дата обращения: 20.05.2015.

УДК 378

### **УПРАВЛЯЕМАЯ САМОСТОЯТЕЛЬНАЯ РАБОТА СТУДЕНТА КАК ФАКТОР ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА ОБРАЗОВАНИЯ.**

*БУДЫКО Н.С.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Проблема обеспечения качества образования сегодня очень актуальна. Ее решение предполагает ориентацию на интересы потребителей, что в свою очередь требует большей свободы выбора пу-

тей для реализации индивидуальных возможностей в системе образования. Увеличению доли самостоятельной творческой работы студента, предусмотренной новыми учебными планами, придается особое значение, также как и приобщению его к научно-исследовательской деятельности. Однако качество образования зависит не только от обеспеченности процесса обучения (кадрами, материально-техническим сопровождением и др.), но и от образовательной компетентности студента.

Уровень знаний, продемонстрированный абитуриентами при поступлении в высшее учебное заведение, может быть результатом его работы с репетиторами. Этот факт ни для кого не является секретом. Целенаправленная дополнительная подготовка абитуриента сама по себе хороша. Хуже, когда поступившему в конкретный вуз не хватает внутренней мотивации для учебы. Известно, что успех учебной деятельности во многом зависит от ее мотивации - системы внутренних и внешних факторов, побуждающих учиться. Исследования ученых показали, что у мотивированных студентов значительно эффективнее (по сравнению с маломотивированными) происходит процесс обучения.

В настоящее время исследователи отмечают присутствие противоречий между новыми требованиями к качеству подготовки специалиста и неготовностью значительного количества студентов к такому обучению, как из-за недостаточной образовательной компетентности, так и из-за недостаточной мотивации. [2] Одним из путей решения этой проблемы является адаптация учебного процесса к возможностям студентов. И хотя подобный путь подвергается критике, тем не менее, он не отрицается и имеет право на существование.

Известно, что способности и навыки учащегося развиваются параллельно, совершенствуясь во взаимосвязи. Вместе с тем, передача знаний практически невозможна без организации процесса их усвоения. Только на базе знаний студент может понять и осознать явления, факты, взаимосвязи. Психологи рассматривают обучение как управление оптимизацией и упорядочиванием процессов и состояний, протекающих в педагогической системе, которая, в свою очередь, характеризуется слаженностью и динамичностью.[3]

Адаптационный подход требует тесного контакта студента и преподавателя, что дает возможности лучшей организации учебной

деятельности студента. Весь процесс обучения будущих инженеров и архитекторов осуществляется в тесном взаимодействии студента и преподавателя. Особенно это касается подготовки архитекторов, которые изучают такие дисциплины как архитектурное проектирование, архитектурная графика, архитектурная композиция, рисунок, живопись, некоторые из этих предметов пронизывают весь образовательный цикл. В нашем случае речь идет о студентах первого-третьего курсов, учебным планом которых предусмотрено включение дисциплин и лекционных курсов, обеспечивающих базовую подготовку, необходимую для дальнейшего освоения последующих дисциплин, которые требуются для будущей профессиональной деятельности.

Вместе с тем постоянный контакт студент-преподаватель по мнению некоторых исследователей обеспечивает преимущественно передачу информации, а не развивает творческую деятельность учащегося. Однако это не имеет отношения к творческим специальностям. На архитектурном факультете специфика образования предполагает индивидуальное творчество, которое корректируется преподавателем, так как специальные дисциплины, требующие индивидуальных решений и тесного контакта с преподавателем, составляют не менее десяти часов в неделю. (Специфика обучения предусматривает индивидуальную работу с каждым студентом). В общем русле находится и лекционный курс “История архитектуры и градостроительства”.

Историю архитектуры и градостроительства студенты архитектурного факультета изучают в третьем и четвертом семестрах. Учебным планом предусмотрено 60 лекционных часов. Каждый из двух семестров завершается экзаменом. Оба раздела буквально спрессованы из огромного материала по истории архитектуры, начиная с древнего мира и заканчивая архитектурой начала XX века. Лекционный материал оказывается весьма сложным и исключительно насыщенным за счет очень большого и разностороннего материала, который необходимо изложить студентам. Он содержит много профессиональных терминов, требует определенных знаний, которые, в свою очередь, позволяют понять и осознать взаимосвязь явлений и тенденций, специфику их развития, концептуальную взаимосвязь архитектуры с идейно-политической, экономической, культурной и социальной жизнью народов в различные историче-

ские периоды. Изобразительный ряд дает возможность показывать динамику развития стилистических форм.

Облегчить усвоение объемного материала и активизировать учебную деятельность студентов помогают регулярные специальные тесты, подготовка к которым является управляемой самостоятельной работой студентов. Это позволяет контролировать процесс обучения и вести учет текущей успеваемости. В своих ответах в письменном виде студенты анализируют и сопоставляют сооружения разных стилистических эпох, опознают объект по его внешнему виду или одной из проекций; изображают планы и разрезы, фасады сооружений, схемы генеральных планов городских ансамблей. Это способствует лучшему пониманию характерных особенностей, присущих конкретным художественным стилям, а также совершенствуют навыки рисования, запоминают термины, учатся читать чертежи, тренируют зрительную память. Проведение тестов не влечет за собой изменения объема часов, предусмотренного учебным планом, это инициатива преподавателя, так как часы за них не предусмотрены. Проходить тестирование не обязательно, но многолетний опыт показал, что усредненный показатель участия составляет около 25 %. Обычно это учащиеся с хорошей успеваемостью и осознанной мотивацией.

Письменные анонимные опросы студентов выпускного курса о роли тестов в освоении материала по истории архитектуры, проводившиеся автором, показывают, что тесты оцениваются ими положительно. В ответах отмечается, что поэтапное усвоение материала в виде опросов по отдельным темам очень позитивно, так как дисциплинирует и значительно облегчает изучение материала. Меньшей популярностью пользуется выборочное тестирование без предварительной подготовки: короткие вопросы- краткие ответы в виде нескольких слов или рисунков. Подобные экспресс -опросы обычно демонстрируют неготовность к ответам и только в редких случаях заслуживают положительной оценки. Это лишний раз подтверждает необходимость контроля за самостоятельной работой студента и управления этой работой.

Управление самостоятельной работой студента и ее контроль с помощью мониторинга профессионально-профильных компетенций студентов на каждом этапе образовательной деятельности способствуют развитию мотивационных механизмов, повышают обра-

звательную компетентность и, в конечном итоге, улучшают результативность обучения, что особенно важно на современном этапе.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Будыко Н.С. К вопросу о взаимодействии преподаватель – студент. / Н.С.Будыко. // Архитектура и современность: Сборник научных статей ( Материалы III Международной научно-практической конференции ( Пенза, 16-17 июня 2008 г.).- Пенза, ГОУ ВПО «ПГУАиС».- С.29-32.

2. Железов Б.В., Эффективность системы образования: взгляд потребителя образовательных услуг. / Б.В.Железов, П.М.Кудюкин, О.Р.Шувалова //Вопросы образования. -2009.- №2.-С. 41-48.

3. Лызь Н.А. Образовательная компетентность студентов как фактор качества высшего образования ./ Н.А.Лызь // Педагогика. (Научно-теоретический журнал Российской академии образования).- 2011.- № 5 .- С.67-76.

4. Педагогическая психология: [ учебное пособие для вузов по направлению 050700 «Педагогика»] / И.А.Баева [ и др.]; под ред. Регуш Л.А., Орлова А.В.- Санкт-Петербург : Питер, 2011.-416 с.: илл. ( Учебное пособие: стандарт третьего поколения)

5. Педагогические основы самостоятельной работы студентов: пособие для преподавателей и студентов /О.Л.Жук, Н.А.Березовин, С.Н.Захарова [ и др.]; под общ. Ред. Жук О.Л.-Минск: РИВШ, 2005.- 111с.

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

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИННОВАЦИОННОЙ  
ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
ПРИ ПЕРЕХОДЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ  
НА ЕВРОПЕЙСКИЕ СТАНДАРТЫ**

(г. Минск, БНТУ — 26-27.05.2015)

УДК 624.012

**НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ  
СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ ПОЛОВ**

*ВОЛОДИН А.Ю., РАК Н.А.*

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

**Введение**

Полом называется строительная конструкция, на которой осуществляется весь производственный процесс и жизнедеятельность людей и от состояния которой зависит качество производимой продукции или здоровье людей. Расходы на устройство пола доходят до 20 % стоимости возведения одноэтажных зданий, а расход бетона на полы — до 40-50 % общего расхода бетона. В связи с этим при выборе конструкции пола, помимо удовлетворения технологических и экологических требований, следует уделять особое внимание снижению материалоемкости, уменьшению трудоемкости и повышению долговечности конструкции пола. Одним из наиболее эффективных направлений в решении этой проблемы является применение полов из дисперсно армированного бетона.

Дисперсно армированные бетоны являются одним из перспективных конструкционных материалов. Такие бетоны представляют одну из разновидностей обширного класса композитных материалов, которые в настоящее время все более широко применяются в



различных отраслях промышленности. Дисперсное армирование осуществляется волокнами-фибрами, равномерно рассредоточенными в объеме бетонной матрицы. Для этого используются различные виды металлических и неметаллических волокон минерального или органического происхождения. Отсюда следует название — фиброармированный бетон, или, в зависимости от вида используемых волокон, — сталефибробетон, стеклофибробетон и т.д.

Конструктивная идея сталефибробетона состоит в армировании бетонной матрицы хаотически расположенными стальными волокнами (фибрами). В случае отсутствия стальной фибры микротрещины, по мере их накопления, превращаются в макротрещины и приводят к разрушению бетона или потере таких свойств, как водонепроницаемость, морозостойкость, стойкость к агрессивным воздействиям и т.д. Если же в бетоне присутствуют стальные волокна, то появляющиеся микротрещины перекрываются ими, а хаотическое распределение волокон позволяет перекрывать микротрещины, развивающиеся в любых направлениях.

### **Цель и задачи исследования**

Цель исследования заключается в оценке достоверности существующих методов расчета сталефибробетонных полов.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

1. Осуществить сбор информации о существующих методах расчета несущего слоя сталефибробетонного пола и выполнить их анализ.
2. Осуществить сбор информации об экспериментальных исследованиях напряженно-деформированного состояния сталефибробетонного пола.
3. Выполнить численные исследования несущей способности сталефибробетонного пола по существующим методам расчета.
4. Выполнить сопоставление результатов вычисления несущей способности сталефибробетонного пола с оценкой их соответствия результатам экспериментальных исследований.

### **Методы расчета**

В данной работе сталефибробетонные плиты на упругом основании рассчитаны согласно методам, приведенным в четырех источниках:

— СП 52-104-2006 «Сталефибробетонные конструкции» [9];

— Рекомендации по проектированию и изготовлению строительных сталефибробетонных конструкций и технологии производства сталефибробетона с применением стальной фибры БМЗ Р1.03.054-2009 [8];

— Concrete Society Report TR34 – Concrete industrial floors, Third Edition, 2003 [3];

— СП 29.13330.2011 «Полы». Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-88 [7].

### **Экспериментальные данные**

Образцы 1...5 [6; с. 552...555, таблица 2...4, 6]. Испытания проводились в университете г. Болонья (Италия).

Образцы 6...9 [4, с. 4-6, таблица 4-2], [5, с. 83, таблица 7.4]. Испытания проводились Бекеттом в 1990 г. в университете Thames Polytechnic (Лондон, Великобритания).

Образцы 10, 11 [4, с. 4-7, таблица 4-3], [5, с. 85, таблица 7.5]. Испытания проводились Фолкнером в 1995 г.

### **Результаты расчетов и выводы**

Был проведен расчет одиннадцати образцов по следующей схеме: вначале определялись предельные изгибающие моменты, воспринимаемые плитой, по каждой из четырех методик, приведенных в [9], [8], [3], [7]; затем по указаниям [7] и [3] определялись значения разрушающей нагрузки. В результате были получены восемь значений разрушающей нагрузки для каждого образца.

Результаты расчетов образцов приведены в табл. 1 и на рис. 1.

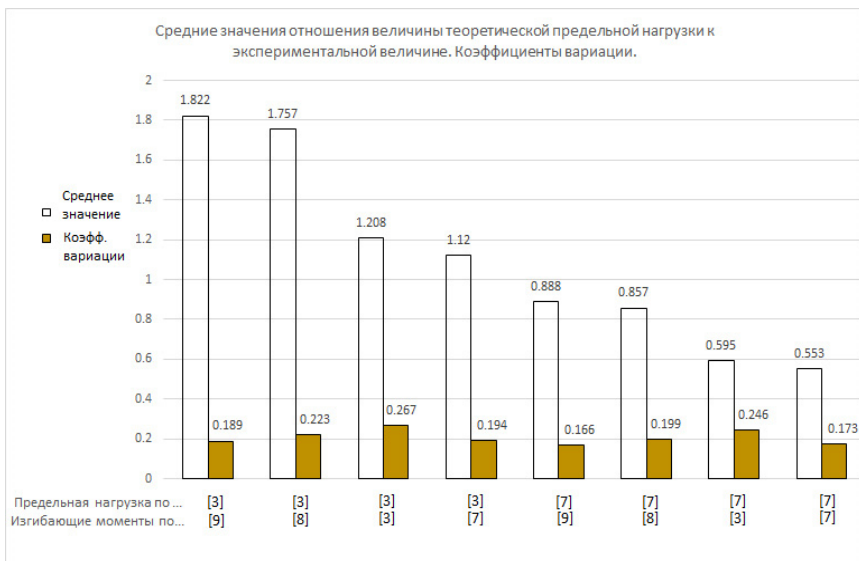


Рис. 1. Средние значения отношения величины теоретической предельной нагрузки к экспериментальной величине. Коэффициенты вариации.

Таблица 1

Результаты расчетов

№ образца	Отношение предельной нагрузки $F_{ult}$ по [3] к экспериментальному значению $F_{exp}$ . Изгибающие моменты определены по ...				Отношение предельной нагрузки $F_{ult}$ по [7] к экспериментальному значению $F_{exp}$ . Изгибающие моменты определены по ...			
	[9]	[8]	[3]	[7]	[9]	[8]	[3]	[7]
	кН	кН	кН	кН	кН	кН	кН	кН
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1,792	1,792	1,298	1,112	0,889	0,889	0,645	0,553
2	2,113	2,113	1,541	1,321	1,046	1,046	0,763	0,654
3	2,068	2,068	1,318	1,129	0,907	0,907	0,655	0,562
4	2,164	2,164	1,608	1,379	1,082	1,082	0,805	0,690
5	2,462	2,462	1,805	1,547	1,102	1,102	0,808	0,692

Окончание таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	1,410	1,314	0,870	0,871	0,758	0,706	0,468	0,468
7	1,267	1,185	0,781	0,783	0,681	0,643	0,420	0,421
8	1,668	1,489	0,990	1,031	0,812	0,725	0,482	0,502
9	1,659	1,503	0,976	1,026	0,807	0,731	0,475	0,499
10	1,923	1,850	1,204	1,187	1,005	0,967	0,629	0,620
11	1,514	1,385	0,894	0,936	0,681	0,622	0,402	0,421
Среднее значение:	1,822	1,757	1,208	1,120	0,888	0,857	0,595	0,553
Среднеквадр. откл.:	0,344	0,392	0,322	0,217	0,147	0,170	0,147	0,096
Коэфф. вариации:	0,189	0,223	0,267	0,194	0,166	0,199	0,246	0,173

Наибольшая сходимость рассчитанных по [3] и экспериментальных значений достигается при использовании предельных изгибающих моментов, рассчитанных по [3] или [7]. С учетом удобства проектирования полов наиболее подходящим является метод, предложенный в [3].

Проведенные исследования свидетельствуют о том, что ни один из рассмотренных методов расчета сталефибробетонных полов не обладает универсальностью, и необходимо разработать метода расчета сталефибробетонных полов, который бы в большей степени отвечал данным экспериментальных исследований.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании/ М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1973. – 628 с.
2. Рабинович, Ф.Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции/ Ф.Н. Рабинович. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 560 с.
3. 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.

4. 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.
5. Marco Antonio Carnio. Analise em regime plastico de placas de concreto reforçado com fibras de aco sobre base elastica / Marco Antonio Carnio. – Universidade estadual de Campinas. Faculdade de engenharia civil. – Campinas, SP, 1998. – 122 pp.
6. Meda, Alberto. Steel Fiber Slabs on Ground: A Structural Matter: ACI Structural Journal. Title no. 103-S58 / Alberto Meda, Giovanni A. Plizzari. – American Concrete Institute. – 2006. – 9 pp.
7. Полы : СП 29.13330.2011. – Введ. 20.05.2011. – М., 2011. – 64 с.
8. Рекомендации по проектированию и изготовлению строительных сталефибробетонных конструкций и технологии производства сталефибробетона с применением стальной фибры БМЗ : Р1.03.054–2009 : Введ. 29.07.2009. – Минск, Стройтехнорм, 2009. – 95 с.
9. Сталефибробетонные конструкции : СП 52-104-2006. – Введ. 01.09.2006. – М., 2007. – 56 с.

УДК 693.22

## **ПРОЧНОСТЬ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СЖАТИИ В НАЦИОНАЛЬНОМ ПРИЛОЖЕНИИ К ЕВРОКОДУ 6**

*ГАЛАЛЮК А.В.*

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

### **Введение**

В соответствии с Еврокодом 6 – СТБ EN 1996-1-1 [4] – характеристическая прочность каменной кладки определяется на основании испытаний опытных образцов, подготовка и испытания которых проводится согласно требованиям стандарта СТБ EN 1052-1 [5]. Прочность каменной кладки независимо от вида раствора и кладочного материала может также определяться по аналитическим зави-

симостям, устанавливающим связь между прочностью кладки и средней прочностью кладочных изделий и раствора.

Для каменной кладки, выполненной с применением стандартного раствора, характеристическая прочность определяется по формуле:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (1)$$

где  $f_b$  – нормализованная прочность при сжатии кладочного изделия в направлении действия нагрузки;

$f_m$  – средняя прочность кладочного раствора при сжатии;

$K, \alpha, \beta$  – параметры, устанавливаемые на национальном уровне. Рекомендуемые Еврокодом 6 значения для кладок, выполненных с применением кладочных изделий 2 группы на стандартном растворе  $K=0,45; \alpha=0,7; \beta=0,3$ .

С целью определения численного значения параметров  $K, \alpha, \beta$  были выполнены экспериментальные и численные исследования образцов кладки изготовленных из отечественных кладочных изделий 2 группы производства ОАО «Радощковичский керамический завод» на стандартном растворе.

### **Методика проведения исследований**

Испытания каменной кладки выполнялись в соответствии с СТБ EN 1052-1 [5]. Всего было испытано две серии образцов каменной кладки. Первая серия КРПО(90)–1 включала в себя 3 образца каменной кладки, выполненных из кирпича керамического одинарного пустотелого рядового нормализованной прочностью  $f_m = 22,0$  МПа, вторая серия КПП(90)–1 включала в себя 3 образца каменной кладки выполненных из камня керамического пустотелого рядового поризованного нормализованной прочностью  $f_m = 20,2$  МПа. Нормализованная прочность кладочных изделий определялась в соответствии с СТБ EN 772-1 [6]. Обе серии были выполнены на стандартном растворе прочностью при сжатии  $f_m = 10,9$  МПа определенной в соответствии с [7].

Для образцов каменной кладки, выполненных из пустотелого керамического кирпича и поризованных керамических камней на растворе прочностью  $f_m=3,1$  и  $7,9$  МПа значения прочности при сжатии и кратковременного модуля упругости были получены на основании численных исследований.

Для создания численной модели дополнительно кладочные изделия были испытаны на срез, осевое растяжение и растяжение при изгибе, также были определены деформационные характеристики кладочных материалов и кладочного раствора [1,2]. Данные по начальному сопротивлению сдвигу и нормальному сцеплению были получены экспериментально [3].

При выполнении численного эксперимента методом конечных элементов на трехмерных моделях каменной кладки в среде ANSYS была решена физически нелинейная, контактная задача. Варьируемыми факторами которой, являлись прочностные и деформационные характеристики кладочных растворов.

Разбиение объема кладки на конечные элементы (КЭ) производилось так, чтобы границы КЭ попадали на границы разделов раствор – кладочный элемент; в каждом КЭ упругие свойства однородны и изотропны и соответствуют свойствам кладочных материалов или раствора. Между кладкой и плитами пресса предполагается нелинейное контактное взаимодействие (коэффициент трения принят равным 0,2).

Для моделирования объемных образцов использовался конечный элемент SOLID65 который имеет возможности образования трещин при растяжении и дробления при сжатии.

Тестирование расчетных моделей и алгоритмов решения выполнялось на образцах серии КРПО(90) – 1 и КПП(90) - 1, имеющих заранее известный результат.

### **Результаты экспериментальных исследований**

Разрушение образцов обеих серий носило хрупкий характер. Разница заключалась только лишь в характере образования трещин. В образцах серии КРПО(90) -1 трещины образовывались поэтапно и соизмеримо с прилагаемой нагрузкой, разделяя образец на отдельные столбики.

В образцах серии КПП(90) – 1 разделение образцов на отдельные столбики наблюдалось при нагрузке близкой к разрушающей, при достижении максимальной нагрузки образцы серии КПП(90) –1 разрушались мгновенно.

На рисунке 1 представлены общие виды разрушенных образцов каменной кладки, выполненные из керамического пустотелого кирпича и пустотелых поризованных камней.



Рис. 1. Характер разрушения образцов каменной кладки выполненной:  
 а – из кирпича керамического пустотностью 30%; б – из камня керамического  
 пустотностью 42,3%

Для определения модулей упругости испытываемых образцов были получены диаграммы деформирования рисунок 2.

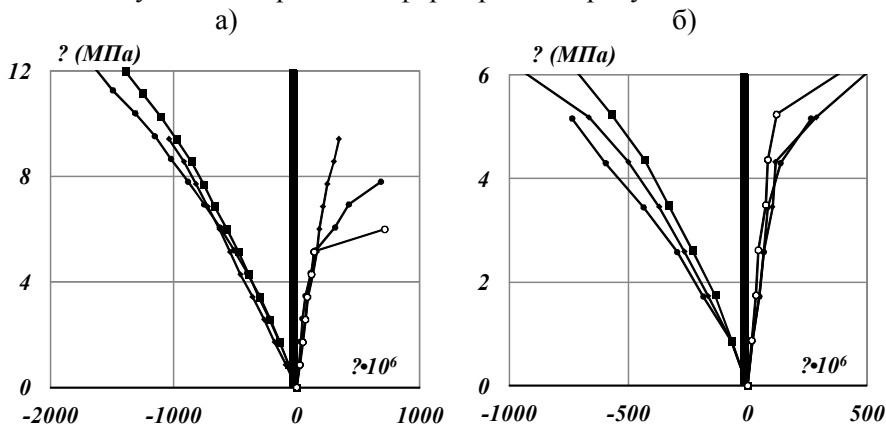


Рис. 2. Графики деформирования образцов каменной кладки выполненной:  
 а – из кирпича керамического пустотностью 30%; б – из кирпича керамического  
 пустотность 42,3%

В таблицах 1 и 2 представлены числовые значения прочностных характеристик и деформационные характеристики, полученные по диаграммам деформирования образцов каменной кладки.



Таблица 1

Результаты определения прочностных и деформационных характеристик каменной кладки серии КРПО(90) - 1

Серия	№ образца	Прочность каменной кладки при сжатии $f_{y,obs}$ (МПа)		Модуль упругости при сжатии $E_{y,obs}$ (МПа)		Коэффициент поперечного расширения $\nu_{xy,obs}$	
		одного образца $f_{y,obs i}$	среднее значение по серии $f_{y,obs mv}$	одного образца $E_{y,obs i}$	среднее значение по серии $E_{y,obs mv}$	одного образца $\nu_{xy,obs i}$	среднее значение по серии $\nu_{xy,obs mv}$
Образцы выполнены из КРПО- $f_b = 22,00$ МПа на растворе $f_m = 10,9$ МПа							
КРПО(90) - 1	1	14,80	16,15 (13,45*)	9488	9994	0,30	0,3
	2	18,51		9643		0,30	
	3	15,12		10852		0,30	

Примечание: \* - обозначена характеристическая прочность при сжатии

Таблица 2

Результаты определения прочностных характеристик каменной кладки серии КПП(90) - 1

Серия	№ образца	Прочность каменной кладки при сжатии $f_{y,obs}$ (МПа)		Модуль упругости при сжатии $E_{y,obs}$ (МПа)		Коэффициент поперечного расширения $\nu_{xy,obs}$	
		одного образца $f_{y,obs i}$	среднее значение по серии $f_{y,obs mv}$	одного образца $E_{y,obs i}$	среднее значение по серии $E_{y,obs mv}$	одного образца $\nu_{xy,obs i}$	среднее значение по серии $\nu_{xy,obs mv}$
Образцы выполнены из КПП- $f_b = 20,22$ МПа на растворе $f_m = 10,9$ МПа							
КПП(90) - 1	1	13,27	13,28 (11,07*)	8500	8500	0,26	0,23
	2	12,62		7271		0,22	
	3	13,95		9730		0,20	

Примечание: \* - обозначена характеристическая прочность при сжатии

### Результаты численных исследований

Диagramмы деформирования опытных образцов и диаграммы полученные аналитически представлены на рисунке 3.

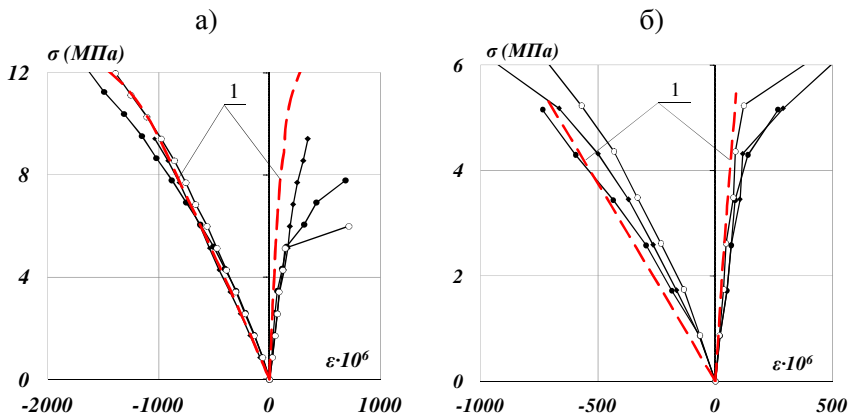


Рис. 3. Диаграммы деформирования образцов каменной кладки полученной экспериментально и на основании расчета МКЭ: 1 – диаграмма деформирования полученная на основании расчета МКЭ а – из кирпича керамического пустотностью 30%; б – из камня керамического поризованного пустотностью 42,3%.

Характер и напряжения трещинообразования и разрушения конечно-элементных моделей удовлетворительно согласуются с результатами физических экспериментов рисунок 4.

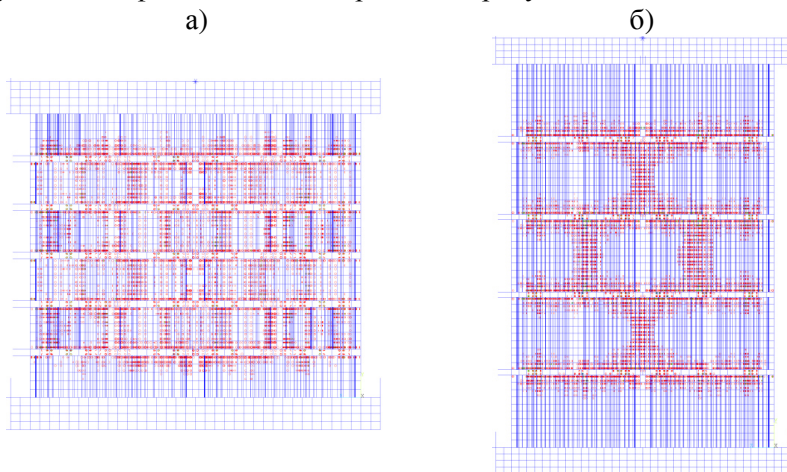


Рис. 4. Характер трещинообразования при напряжениях равных  $0,69f_{obs}$ ; микромоделли каменной кладки выполненной: а – из кирпича керамического пустотностью 30%; б – из камня керамического пустотность 42,3%

В таблице 3 и 4 представлены экспериментальные данные и результаты численного расчета прочностей при сжатии и секущих модулей упругости исследованных каменных кладок.

Таблица 3

Численное сопоставление экспериментальных и аналитических данных каменной кладки выполненной из керамических кладочных материалов 2 группы

Прочность кладочного раствора на сжатие $f_m$ (МПа)	Опытные значения $f_{obs}$ (МПа)	Прочность при сжатии полученная на основании расчета методом конечных элементов $f_{cal}$ (МПа)	Прочность при сжатии полученная на основании зависимости (1) $f_u$ (МПа)
Кирпич керамический пустотелый (V=30%)			
10,9	16,15	14,93	9,62
7,9	-	13,54	8,74
3,1	-	6,85	6,6
Камень керамический пустотелый (V=42,3%)			
10,9	13,28	13,29	9,07
7,9	-	13,04	8,24
3,1	-	8,15	6,22

Таблица 4

Численное сопоставление экспериментальных и аналитических данных по секущим модулям упругости

Прочность кладочного раствора на сжатие $f_m$ (МПа)	Опытные значения $E_{obs}$ (МПа)	Секущий модуль упругости полученный на основании расчета методом конечных элементов $E_{cal}$ (МПа)
Кирпич керамический пустотелый (V=30%)		
10,9	9994	9785
7,9	-	8905
3,1	-	6993
Камень керамический пустотелый (V=42,3%)		
10,9	8500	7493
7,9	-	7115
3,1	-	6267

Сопоставление результатов экспериментальных исследований кладки с результатами численного расчета показали их удовлетворительную сходимость, как по значениям модуля упругости (разни-

ца экспериментальных и теоретических значений 2,1 – 13,4%), так и по значениям прочности при сжатии (разница экспериментальных и теоретических значений 0,1 – 8,2%).

При этом значения прочности при сжатии полученные в результате физического и численного эксперимента, оказались выше значений полученных в соответствии с зависимостью (1) рекомендованной в СТБ EN 1996-1-1.

Для серии КРПО (90) значения прочности были выше на:

- 54% – при прочности раствора  $f_m = 10,9$  МПа;
- 55% – при прочности раствора  $f_m = 7,9$  МПа;
- 3,8% – при прочности раствора  $f_m = 3,1$  МПа.

Для серии КПП (90) значения прочности были выше на:

- 46% – при прочности раствора  $f_m = 10,9$  МПа;
- 58% – при прочности раствора  $f_m = 7,9$  МПа;
- 31% – при прочности раствора  $f_m = 3,1$  МПа.

## **Заключение**

До формирования более обширной базы данных по прочностным характеристикам каменных кладок из отечественных кладочных материалов (кладочных изделий 2 группы на стандартном растворе) в национальном приложении целесообразно принять значения коэффициентов  $K$ ,  $\beta$ ,  $\alpha$ , рекомендуемые Еврокодом 6.

## **ЛИТЕРАТУРА**

1. Галалюк А.В. Влияние прочности раствора при сжатии на величину модуля упругости раствора и коэффициента Пуассона// Збірник наукових праць. Луцький національний технічний університет. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2012. Випуск 24. – С. 100 – 105.

2. Галалюк А.В. Деформационные характеристики керамических полнотелых кладочных элементов и раствора общего назначения заводского изготовления// Материалы международной научно-технической конференции молодых ученых. Белорусско-российский университет. Новые материалы, оборудование и технологии в. – 2012. – С. 123.

3. Демчук И.Е. Исследование прочности сцепления растворов в каменной кладке / И.Е. Демчук, В.Н. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2012. – №1(73): Строительство и архитектура. – С.71-76.

4. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1: Общие правила для армированных и неармированных конструкций: СТБ EN 1996-1-1-2008.-Введ.1.07.2009.- Минск: Госстандарт.- 127с.

5. Методы испытаний каменной кладки. Часть 1. Определение прочности при сжатии: EN 1052-1.-Введ.07.10.1998.- CEN/TC 125.- 10с.

6. Методы испытаний строительных блоков. Часть 1. Определение прочности при сжатии: СТБ EN 772-1-2008.- Введ. 01.01.09.- Минск: Госстандарт.- 9с.

7. Методы испытания раствора для каменной кладки. Часть 11. Определение прочности на растяжение при изгибе и прочности при сжатии затвердевшего раствора: EN 1015-11:1999+A1:2006. – Brussels: CEN/TC 125. – 18с.

УДК 624.016.073.7.042

## **ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ДИАФРАГМ ЖЁСТКОСТИ ПО ТРЕБОВАНИЯМ НОРМ ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ**

*ГРИНЁВ В.В., ЦИНГЕЛЬ П.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

### **Аннотация**

В статье рассматриваются особенности расчета диафрагм жесткости в соответствии с еврокодом 2 ТКП EN 1992-1-1-2009 «Проектирование железобетонных конструкций» и сопутствующими нормативными документами /1, 2, 3/. Освещены отличительные особенности создания расчетных моделей, сбора нагрузок и конструирования диафрагм жесткости. Рассмотрены методы расчета с учетом эффектов второго порядка.

### **Общие сведения**

Для обеспечения общей устойчивости и жесткости здания, а также уменьшения изгибающих моментов в элементах каркаса используют диафрагмы жесткости, синонимы: пилоны, стены - жест-

кости, балки-стенки. Указанные конструктивные элементы воспринимают основные горизонтальные нагрузки и часть вертикальных действующих на здание, и передают их фундаментам. Они же обеспечивают общую устойчивость здания, а их жесткость определяет значение перемещений несущих конструкций и здания в целом. Горизонтальными воздействиями на перекрытия являются ветровая нагрузка, колебания температуры перекрытий, разная деформативность основания и фундаментов под диафрагмами жесткости, сейсмические силы и горизонтальные нагрузки от невертикальности колонн.

В Республике Беларусь идёт активный процесс перехода на европейские строительные нормы проектирования.

В соответствии с приказом Министерства архитектуры и строительства №340 от 10 декабря 2014 года с целью массового внедрения в практику проектирования европейских стандартов по расчету строительных конструкций с 1 января 2015 года проектирование монолитных конструкций выполняется по ТКП EN 1992 Еврокод 2 «Проектирование железобетонных конструкций».

Так как в этом документе имеются отличия от ранее применявшихся в республике нормативных документов /4, 5, 6, 8/, стоит уделить особое внимание положениям данного нормативного документа, касающихся диафрагм жесткости.

### **Особенности расчёта диафрагм жесткости**

В ТКП EN 1992-1-1-2009 диафрагмы жесткости получили наименование «поперечные стены» их расчету посвящено приложение I «Расчет плоских перекрытий и поперечных стен».

Судя по определению, данному в данном разделе, поперечные стены — это неармированные или армированные бетонные стены, которые предназначены для обеспечения поперечной устойчивости конструкции.

Как следует из пункта I.2.2 ТКП EN 1992-1-1-2009 «поперечная нагрузка, воспринятая каждой поперечной стеной в конструкции, должна определяться из общего расчета конструкции, учитывающего действующие нагрузки, эксцентриситеты нагрузки по отношению к центру сдвига конструкции и взаимодействие между различными несущими стенами».

Также в приложении I указывается, что для диафрагм жесткости необходимо учесть влияние асимметрии ветровой нагрузки, согласно ТКП EN 1991-1-4-2009 «Общие воздействия. Ветровые воздействия» и др. /9, 10, 11/.

При расчете диафрагм жесткости необходимо учитывать совместное воздействие осевых и поперечных усилий.

Диафрагмы жесткости рассчитываются по двум группам предельных состояний, согласно ТКП EN 1990-2011\* «Основы проектирования строительных конструкций»:

- ultimate limit states (предельные состояния несущей способности – состояния, связанные с разрушением или другими подобными формами отказа конструкции);

- serviceability limit states (предельные состояния эксплуатационной пригодности – состояния, соответствующие условиям, при превышении которых конструкция или элемент конструкции перестает удовлетворять установленным эксплуатационным требованиям).

Указания по учету колебаний поперечных стен приведены в ТКП EN 1990-2011\* в пункте A1.4.4. «во избежание превышения предельного состояния эксплуатационной пригодности конструкции или элемента конструкции, подверженных колебаниям, собственная частота колебаний должна быть выше предварительно заданного значения, которое зависит от функционального назначения здания и источника колебаний, и должна согласовываться с заказчиком и/или органами управления.

Если собственная частота колебаний ниже предварительно заданного значения, расчет динамической характеристики конструкции следует осуществлять с учетом затухания колебаний. Возможные источники колебаний, которые необходимо рассматривать при расчете, представляют собой движение людей, синхронное перемещение большого количества людей, вибрации механического оборудования, ограниченные вибрации грунтового основания от движения транспорта и ветровые воздействия. Эти, а также другие источники определяют для каждого конкретного проекта и согласуют с заказчиком».

Интересным является пункт 6 приложения I.2 ТКП EN 1992-1-1-2009: «для конструкций зданий, не превышающих 25 этажей, если расположение стен в плане достаточно симметрично и стены не

имеют отверстий, которые приводят к существенным общим деформациям сдвига, боковая нагрузка, воспринимаемая поперечной стеной, может быть определена по формуле:

$$P_n = \frac{P(EI)_n}{\sum(EI)} \pm \frac{(Pe)y_n(EI)_n}{\sum(EI)y_n^2}, \quad (2)$$

где  $P_n$  — боковая нагрузка на стену  $n$ ;

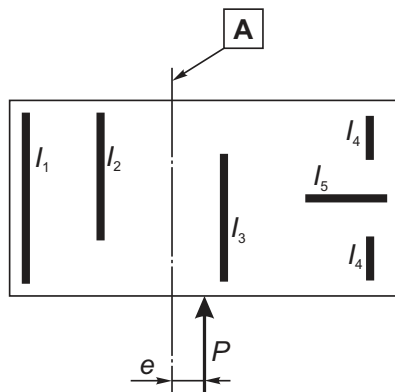
$(EI)_n$  — жесткость стены  $n$ ;

$P$  — приложенная нагрузка;

$e$  — эксцентриситет нагрузки  $P$  относительно центра жесткостей (см. рисунок 1);

$y_n$  — расстояние стены  $n$  от центра жесткостей.»

Если в раскрепляющую систему комбинируются элементы, имеющие и не имеющие существенных деформаций сдвига, расчет должен принимать во внимание как сдвиговые, так и изгибные деформации.



A — центр жесткостей группы поперечных стен

Рис. 1. Эксцентриситет нагрузки относительно центра жесткостей поперечных стен

### Расчетные модели, применимые для расчета диафрагм жесткости в соответствии с ТКП EN 1992-1-1-2009

В СНБ 5.03.01-02[5], предлагалось для расчета использовать два метода расчета:

а) нелинейный метод расчета, допускающий упрощения при определении схемы нагрузок, эпюр усилий и перемещений, использующий упрощенные зависимости кривизны от продольных сил и



изгибающих моментов, основанные на приближенных способах учета реологических свойств материалов;

б) метод, в котором выполняют проверку прочности наиболее напряженных расчетных сечений по усилиям, определенным из линейно-упругого статического расчета, скорректированным с учетом влияния продольных сил в сжатых элементах на величину изгибающих моментов.

В ТКП EN 1992-1-1-2009 эти методы получили дальнейшее развитие и при расчете используются следующие методы идеализации поведения конструкции:

- линейно-упругий;
- линейно-упругий с ограниченным перераспределением;
- пластический, включая модели стержневой системы;
- нелинейный.

Рассмотрим данные методы подробнее:

Линейно-упругий расчет

Линейный расчет элементов, основанный на положениях теории упругости, может быть использован для проверки как предельных состояний по эксплуатационной пригодности, так и по несущей способности.

Для определения эффекта от воздействий может производиться линейный расчет при следующих предположениях:

1. поперечные сечения работают без трещин;
2. соблюдается линейная зависимость между напряжениями и относительными деформациями;
3. принимается среднее значение модуля упругости.

2) Линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением

Линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением может быть применен для расчета конструктивных элементов при проверке предельных состояний по несущей способности.

На всех стадиях расчета должно быть учтено влияние любого перераспределения моментов.

Моменты, полученные для проверки предельных состояний по несущей способности линейно-упругим методом, могут быть перераспределены, таким образом, чтобы обеспечить распределение моментов с сохранением равновесия с приложенными нагрузками.

3) Пластический расчет

Основан на пластическом расчете, может применяться исключительно для проверки предельного состояния по несущей способности.

Пластичность критических поперечных сечений должна быть достаточной для формирования планируемого механизма разрушения.

Пластический расчет необходимо производить, как правило, или на основе метода нижнего предела (статического), или на основе метода верхнего предела (кинематического).

#### 4) Нелинейный расчет

Нелинейный метод расчета используются для проверки предельных состояний по несущей способности и эксплуатационной пригодности, при обеспечении условий равновесия и совместности деформаций с учетом нелинейного поведения материалов. Расчет производится по теории первого или второго порядка.

В предельном состоянии по несущей способности, как правило, следует проверить расчетом способность местных критических сечений к устойчивому восприятию любых неупругих деформаций, учтенных в расчете, принимая во внимание несовершенства. При нелинейном расчете должны применяться такие характеристики материалов, которые отражают реальную жесткость и учитывают погрешности разрушения.

#### **Расчет эффектов второго порядка**

При расчете различают эффекты первого и второго порядков.

Эффекты первого порядка: эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств.

Эффекты второго порядка: дополнительные эффекты от воздействия, обусловленные деформацией конструкции.

Для расчетов эффекта второго порядка в ТКП EN1992-1-1-2009 предлагается общий метод, основанный на нелинейном расчете с учетом эффектов второго порядка и двух упрощенных методов: методе, основанном на номинальной жесткости, и методе, основанный на номинальной кривизне. В национальном приложении для Республики Беларусь имеется указание применять метод, основанный на номинальной жесткости. Рассмотрим эти методы подробнее.

## Общий метод

Общий метод основан на нелинейном расчете, включающем геометрическую нелинейность, т. е. эффекты второго порядка. Следует использовать зависимости напряжений от относительных деформаций для бетона и стали, пригодные для общего расчета, с учетом влияния ползучести.

Могут быть использованы зависимости «напряжение — относительная деформация» для бетона и стали. По определенным на основе расчетных значений диаграммам «напряжение — относительная деформация» напрямую из расчета определяется расчетное значение предельной нагрузки.

При отсутствии более точных моделей ползучесть может быть учтена умножением всех значений относительных деформаций диаграммы «напряжение — относительная деформация» для бетона на коэффициент  $(1 + \varphi_{ef})$ , где  $\varphi_{ef}$  является эффективным коэффициентом ползучести (пункт 5.8.4 ТКП EN 1992-1-1-2009).

Кроме общего метода, имеется возможность использовать упрощенный метод, основанный на номинальной жесткости.

В методе расчета с учетом эффектов второго порядка на основе жесткости, как правило, используются номинальные значения изгибной жесткости, которые рассчитываются с учетом влияния на общее поведение трещин, нелинейных свойств материалов и ползучести. Это применимо также и к соседним (смежным) элементам, которые учитывают при расчете, например, балки, плиты или фундаменты. При необходимости, следует также учесть взаимодействие «грунтовое основание — конструкция».

Полученный расчетный момент используется для расчета поперечных сечений при действии изгиба с продольной силой.

Номинальная жесткость гибких сжатых элементов с различными поперечными сечениями:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s, \quad (3)$$

где  $E_{cd}$  — расчетное значение модуля упругости бетона;

$I_c$  — момент инерции поперечного сечения бетона;

$E_s$  — расчетное значение модуля упругости арматуры;

$I_s$  — момент инерции арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения бетона;

$K_c$  — коэффициент, учитывающий влияние трещин и ползучести;

$K_s$  — коэффициент, учитывающий влияние арматуры.

В статически неопределимых конструкциях необходимо учитывать неблагоприятное влияние образования трещин в примыкающих элементах. При расчете может учитываться частичное образование трещин и эффект ужесточения при растяжении. Для упрощения могут быть рассмотрены поперечные сечения, полностью пересеченные трещиной. Жесткость, как правило, следует рассчитывать с использованием эффективного модуля бетона.

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_{ef}}, \quad (4)$$

где  $E_{cd}$  — расчетное значение модуля упругости;

$\varphi_{ef}$  — эффективный коэффициент ползучести.

Общий расчетный момент, включая момент с учетом эффектов второго порядка, рассчитывается путем увеличения изгибающих моментов, которые были определены с учетом эффектов первого порядка, а именно

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[ 1 + \frac{\beta}{N_B/N_{Ed} - 1} \right], \quad (5)$$

где  $M_{0Ed}$  — момент с учетом эффектов первого порядка;

$\beta$  — 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.

### **Рекомендации по расстановке диафрагм жесткости**

Основополагающие принципы расчета и расстановки диафрагм жесткости изложены в книге *Ханджи В.В. /7/*. Предлагаемый автором метод расчета ориентирован на многоэтажные здания со связевым каркасом с определенными допущениями он может быть использован и при расчете рамно-связевых систем. Следует не учитывать горизонтальную работу рам и все горизонтальные нагрузки воспринимаются диафрагмами жесткости (пилонами), либо имитировать стойки рам пилонами эквивалентной жесткости.

В относительно низких каркасных зданиях (высотой до 30—40 м) положение пилонов может быть подчинено оптимальному архитектурно-планировочному решению. Разумеется, что совокупность пилонов должна обеспечивать прочность, жесткость и общую устойчивость здания, однако схема их размещения может быть произвольной. В зданиях этой группы допустимо перемещение пилонов по высоте с одних осей на другие при обеспечении конструктивных мероприятий по передаче возникающих при этом усилий. Усложнение конструкций и увеличение расхода материалов, вызванные произвольным расположением пилонов, в невысоких зданиях небольшие и полностью окупаются улучшением планировки.

Высокие здания (к ним мы относим здания высотой более 70 м—80 м) нуждаются в четкой системе пилонов и обязательном выполнении излагаемых ниже требований к их размерам и размещению в плане. Отступления от этих требований значительно усложняют конструкции и ухудшают их работу. В связи с этим при компоновке высоких зданий первенство должно быть отдано размещению пилонов даже в том случае, если архитектурно-планировочному решению наносится некоторый ущерб. Опыт проектирования свидетельствует о том, что при тщательной увязке планировки с системой пилонов этот урон весьма незначителен.

В зданиях высотой от 30 м—40 м до 70 м—80 м вопрос о приоритете между размещением пилонов и архитектурным решением однозначно не решается. В этой группе, так же как и в высоких зданиях, следует стремиться к оптимальному размещению пилонов, однако здесь возможно некоторое небольшое отступление, если это существенно улучшает планировку.

Возможные схемы размещения пилонов разных типов в каркасных зданиях весьма многообразны и не могут быть сведены к ограниченному перечню рекомендуемых ситуаций, отдельные схемы приведены на рисунке 2. При выборе системы пилонов в процессе компоновки здания необходимо руководствоваться следующими основными правилами.

1. Система пилонов и архитектурно-планировочное решение здания должны быть максимально взаимоувязаны. В процессе увязки приоритет определяется в зависимости от высоты здания.

2. При компоновке высоких и средних по высоте зданий следует стремиться к минимальному числу пилонов. Необходимая

прочность и жесткость здания легче достигаются увеличением размера пилонов, а не их числа. Увеличивать количество пилонов по сравнению с минимально необходимым целесообразно только в зданиях с протяженным планом, когда лимитирующим параметром оказываются расстояния между пилонами.

3. Минимально необходимой и достаточной для обеспечения геометрической неизменяемости здания является система пилонов, в состав которой входит не менее трех стен, плоскости которых не пересекаются на одной прямой и не параллельны.

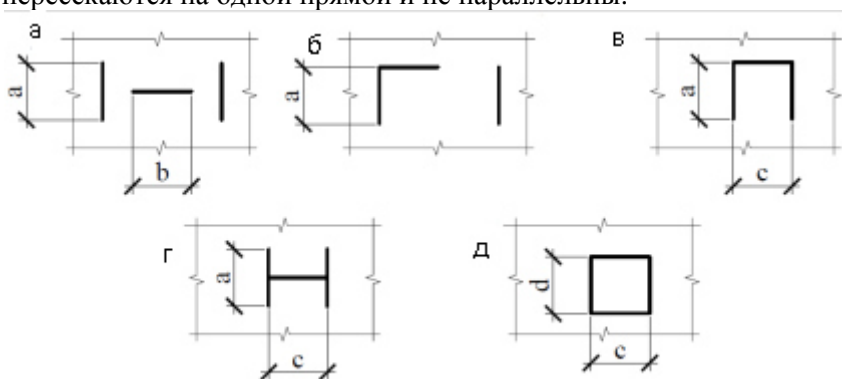


Рис. 2. Расположение пилонов в плане здания

Геометрическая неизменяемость здания может быть достигнута тремя плоскими пилонами (рисунок 2, а), сочетанием плоского и углового пилонов (рисунок 2, б) одним пилоном с развитым поперечным сечением (рисунок 2, в, г, д).

4. Оптимальна такая компоновка здания, при которой центр массы и центр изгиба здания совпадают в плане и через эту же точку проходят равнодействующие ветровых нагрузок. Это условие автоматически выполняется в зданиях с равномерно распределенной массой, план которых имеет две оси симметрии и система пилонов симметрична относительно этих же двух осей. При несимметричном плане это условие не всегда выполнимо, тем не менее, при компоновке системы пилонов высокого здания следует стремиться к тому, чтобы расстояние между центром массы и центром изгиба было минимальным.

5. Размеры поперечных сечений пилонов, не имеющих развитой протяженности (размеры а и б на рисунке 2), следует назначать не менее  $\frac{1}{6}$  -  $\frac{1}{8}$  высоты надземной части здания. При развитых длинах (размеры с и d) они могут быть уменьшены до  $\frac{1}{8}$  -  $\frac{1}{10}$  высоты.

6. Систему пилонов следует распределять равномерно по плану здания.

### **Выводы**

В связи с увеличением доли ветрового воздействия в общем составе всех нагрузок, возрастает роль диафрагм жёсткости в обеспечении жесткости и устойчивости зданий и сооружений. Приведенные в работе сопоставления показывают на необходимость учета всех факторов при проектировании диафрагм жесткости.

### **ЛИТЕРАТУРА**

1. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011\*. Переиздание (апрель) с изменением №1 (введ. 01.04.2015). – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015. – 86с.

2. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4-2009 с изменением №1 (введ. 23.07.2014). – Введ. 01.01.2010. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2010. – 118с.

3. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009. – Введ. 01.01.2010. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015. – 192с.

4. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 с изменением №1 (введ. 18.06.2004). - Введ. 01.01.87. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36с.

5. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 с изменениями №1...5. – Введ. 01.07.2003. - Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139с.

6. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008. – Введ. 01.12.2008. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2008. – 92с.

7. Ханджи В. В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. М., Стройиздат, 1977, 187с.

8. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования. Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под ред. проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003 – 380с., с илл.

9. Тур, В.В. Моделирование ветровых воздействий на здания и сооружения в соответствии с ТКП EN 1991-1-4 / В.В. Тур, А.В. Черноиван // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сб. науч. ст. / ГрГУ им. Я. Купалы; редкол.: Т.М. Пецольд (отв. ред.), Е.А. Ровба [и др.]. – Гродно: ГрГУ, 2010.– С. 203–211.

10. Тур, В.В. К оценке средней скорости ветра при расчете зданий и сооружений / В.В. Тур, А.В. Черноиван // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2011. – № 1(67): Архитектура и строительство. – С. 50–53.

11. Тур, В.В. Нормирование ветровой нагрузки на здания и сооружения для климатических условий Республики Беларусь / В.В. Тур, А.В. Черноиван // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2012. – № 1. – С. 35–40.

УДК 624.072.014.2

## **СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ СТЕРЖНИ ОТКРЫТОГО ПРОФИЛЯ С РАСКОСНЫМ УСИЛЕНИЕМ**

*ДАВЫДОВ Е. Ю.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Тонкостенность стального проката, а также холодногнутого профиля, является одним из эффективных направлений по снижению металлоёмкости металлических конструкций. В расчетных модулях при теоретических исследованиях тонкостенные стержни открытого профиля рассматриваются как стержни-оболочки (рис.1).

Дифференциальные уравнения равновесия для таких моделей при наиболее распространенных схемах нагружения имеют следующий вид:

$$EA\zeta''(z) = q_z$$



$$EI_y \cdot \xi^{iv}(z) = q_x \quad (1)$$

$$EI_x \cdot \eta^{iv}(z) = q_y$$

$$EI_\omega \theta^{iv}(z) - GI_{кр} \cdot \theta''(z) = m \dots + T' \Omega,$$

Первое уравнение определяет продольные деформации вдоль стержня (вдоль оси Z). Второе и третье уравнения определяют зависимость продольных деформаций от поперечных нагрузок. Четвертое уравнение определяет ту часть деформаций, которые не следуют закону плоских сечений и возникают в результате крутящих нагрузений (в приведенном уравнении в результате крутильного момента, равномерно распределенного вдоль оси Z).

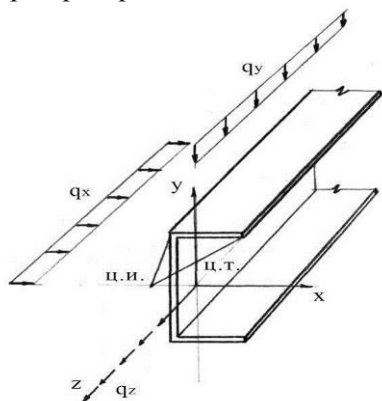


Рис. 1. Стержень-оболочка открытого профиля

При отсутствии раскосного усиления второе слагаемое в правой части не учитывается.

При решении уравнений (1) принимаются следующие гипотезы: 1. Контур сечения является недоформируемым (в процессе загрузки геометрические характеристики сечения не претерпевают никаких изменений); 2. Деформации сдвига срединной поверхности полностью отсутствуют.

Следует отметить, что для открытых тонкостенных стержней (особенно П-образного профиля) первая гипотеза может при изгибе в плоскости симметрии приводить к существенному искажению

напряженно - деформативного состояния, что подтверждается экспериментальными исследованиями.

Слабым местом открытых тонкостенных профилей наряду с местной устойчивостью является малая крутильная жесткость. Поэтому все конструктивные формы, несущая способность которых ограничивается изгибно-крутильной формой потери устойчивости требуют для повышения этой устойчивости существенных дополнительных материальных затрат.

Наиболее эффективным способом повышения изгибно-крутильной устойчивости, а то и полного исключения этой проблемы, является применение раскосного усиления (рис.2а).

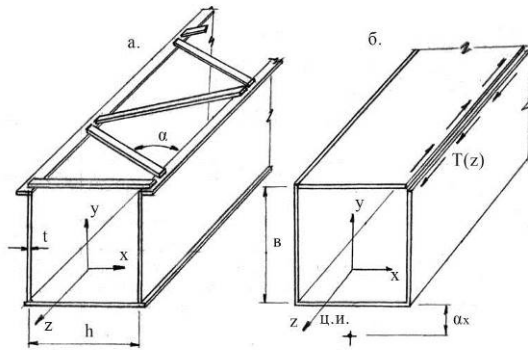


Рис. 2 Расчётная схема стержня-оболочки, усиленного раскосами

В этом случае, в правую часть четвертого уравнения (1) добавляется второе слагаемое, где  $T'$  - производная от сдвигающей силы, а  $\Omega$  - секторальная характеристика всего контура сечения, определяемая как для оболочки закрытого профиля [2]. При этом автором теории тонкостенных стержней [2] было сделано предположение, что раскосная решетка не оказывает существенного влияния на изгибную жесткость стержня. Поэтому первые три дифференциальных уравнения были приняты без каких-либо изменений.

Известны решения четвертого уравнения, позволяющие определять крутильную жесткость с учетом раскосного усиления [2,5]:

$$I_{кр} = I_d + 4b^2 \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \frac{E \cdot A_p}{G} \quad (2)$$

$$I_{кр} = I_d + 4a_x^2 \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha \frac{E \cdot A_p}{G} \cdot 0,565 \quad (3),$$

где  $I_d$  - момент инерции при кручении без учета раскосного усиления;

$E, G$  - модули упругости и сдвига;

$A_p$  - площадь сечения раскоса;

$b$  - ширина полки П-образного сечения;

$a_x$  - расстояние от стенки П-образного сечения до центра кручения.

Формулы (2,3) получены для П-образных сечений и только для одной схемы нагружения (двумя концевыми крутящими моментами) и предполагают, что дополнительная крутильная жесткость, обусловленная раскосной решеткой, не зависит от закреплений концов стержня-оболочки.

Первая формула получена при замене раскосной решетки ортотропной пластинкой (рис.2б.), которая способна воспринимать только касательные напряжения и не оказывает никакого влияния на геометрические характеристики сечения [2]. Вторая формула получена решением поставленной задачи методом сил. [5] Т.к. при этом рассматривалось только одно загрузение (двумя концевыми крутящими моментами) и одно сечение (П-образное), то система канонических уравнений существенно упрощается: усилия в раскосах становятся одинаковыми по значению и противоположными по знаку в каждом узле примыкания раскосов к полкам стержня-оболочки.

Несмотря на одинаковые исходные условия, сопоставление формул (2) и (3) не приводит к тождеству. После алгебраических преобразований сравнение указанных формул приводит к неравенству:

$$b^2 >> a_x^2 \cdot 0, \quad (4)$$

Размеры « $b$ » и « $a_x$ » приведены на рис. 2б. Значительное превышение, получаемое по первой формуле, можно объяснить тем, что при выводе промежуточных результатов использовались характеристики, полученные для закрытых профилей.

В работе [7] задача по определению крутильной жесткости стержней-оболочек с раскосным усилением также решается методом сил. Отличительной особенностью этого решения является учет местных деформаций в стержнях-оболочках в узлах прикрепления

раскосов. Учет указанных деформаций существенно снижает дополнительную крутильную жесткость, создаваемую раскосным усилием. Дополнительная крутильная жесткость усиленных стержней открытого профиля согласно данным, приведенным в этой работе, оказываются в десятки раз (до 93 раз) меньше, чем та же жесткость, но полученная по формулам (2, 3). Также в этой работе сделано предположение, что крутильная жесткость открытого профиля усиленного раскосами зависит от вида нагрузки и места ее приложения.

Следует отметить, что экспериментальные исследования, проводившиеся для подтверждения полученных теоретических результатов, выполнялись на мелкогабаритных моделях только П-образного сечения. Размеры полок 50 и 110мм, стенок 55 и 110мм, толщины 2,4 и 5,3 мм. Раскосы изготавливались из проволоки диаметром 3мм или холодногнутых уголков 20x2мм. Длина образцов 1620 и 2000мм. Образцы изготавливались без соблюдения общей и местной устойчивости [1,6]. Поэтому экспериментальные результаты не могут рассматриваться как исключительно достоверные. Проведенные экспериментальные исследования выполнялись только с целью определения крутильной жесткости. Если в процессе нагружения опытных образцов возникали изгибающие моменты, то изгиб происходил в плоскости симметрии П-образного образца, и при таком изгибе влияние раскосного усилия на изгибные геометрические характеристики сечения не могло проявиться в полной мере. Но даже при изгибе в плоскости симметрии наличие раскосов способствовало большей достоверности принятой гипотезы о неизменяемости контура, а также при некоторых схемах нагружения уменьшению наибольших изгибных напряжений которые оказывались на 30% меньше теоретических [1].

Проведя анализ вышеприведенных результатов можно констатировать:

- результаты проведенных исследований сводятся к определению дополнительной крутильной жесткости стержней-оболочек только П-образного профиля. При этом исследовалось преимущественно только свободное кручение, т. е. предполагалось, что дополнительная крутильная жесткость зависит только от геометрических размеров;

-полученные теоретические и экспериментальные результаты, несмотря на узкую область исследований, имеют значительное расхождение;

- экспериментальные исследования проводились на мелкогабаритных образцах, где не были соблюдены требования по обеспечению местной и общей устойчивости, что могло сказаться на результатах экспериментов;

- в приведенных экспериментах не рассмотрены следующие важные вопросы: 1. определение изгибной жесткости в плоскостях, расположения раскосного усиления; 2. определение крутильной жесткости стержней-оболочек открытого профиля с двумя осями симметрии с раскосным усилением в двух плоскостях, а также с раскосным усилением, расположенным на части длины стержня-оболочки; 3. влияние на дополнительную крутильную и изгибную жесткость расчетных схем, видов нагрузки и мест приложения нагрузки.

Степень влияния раскосного усиления на изгибную жесткость открытых профилей можно проиллюстрировать, рассмотрев стержень-оболочку с раскосным усилением в виде двух расчетных схем: континуальной (стенки) и дискретной (пояса и раскосы). Указанные расчетные схемы приведены на рис. 3.

При таком рассмотрении изгибная жесткость обеспечивается суммой: изгибной жесткости стенки, изгибной жесткости поясов (полок) и раскосного усиления. Прогиб дискретной конструкции можно представить в виде:

$$f = f_n + f_p = \frac{\ell_n}{EA_n} \sum N_{lni} \cdot N_{fni} + \frac{\ell_p}{E \cdot A_p} \sum N_{lpi} \cdot N_{fpi}, \quad (5)$$

где  $f_n$  и  $f_p$  - соответственно, прогиб, обусловленный поясами (полками) и раскосным усилением;

$\ell_n$  и  $A_p$  - длина и площадь сечения стержней пояса;

$\ell_p$  и  $A_p$  - длина и площадь сечения раскосов;

$N_{ln}$  и  $N_{lp}$  - соответственно, усилия от единичной нагрузки в поясе и раскосе;

$N_{fn}$  и  $N_{fp}$  - соответственно, усилие от узловой нагрузки в поясе и раскосе.

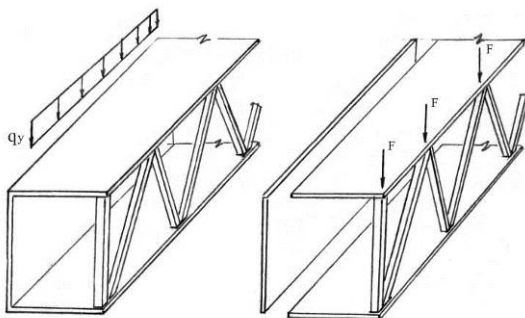


Рис. 3. Расчётные схемы стержня-оболочки, усиленного раскосами

Формула (5) получена с учетом того, что площадь сечения и длина поясных стержней, а также площадь сечения и длина раскосов не изменяются в пределах пролета стержня-оболочки (данные предположения соответствуют реальным условиям усиления стержней-оболочек с помощью раскосов).

Учитывая линейно-обратную зависимость между перемещениями и изгибной жесткостью, можно заключить, что чем меньше значение второго слагаемого, тем больше влияние раскосного усиления на изгибную жесткость стержня-оболочки. Также из анализа формулы (5) следует: влияние раскосной решетки (второго слагаемого) обусловлено степенью влияния поперечной силы, поясов (первого слагаемого) степенью влияния изгибающих моментов. Таким образом изгибная жесткость, обусловленная раскосным усилением, зависит от вида нагрузки, схемы расположения этой нагрузки, а также от расчетной схемы стержня-оболочки. Кроме того, изгибная жесткость стержня-оболочки с раскосным усилением зависит, как это было показано другими исследователями, от сечений раскосов и от угла наклона раскосов к оси стержня-оболочки.

Исходя из численного примера ( $l=6\text{м}$ ;  $h=400\text{мм}$ ;  $\varphi = 45^\circ$ , нагрузка равномерно-распределенная, опорные узлы - шарнирные, раскосное усиление расположено в одной плоскости, соотношение  $A_{\text{п}}/A_{\text{р}}=2,5$ ) влияние раскосного усиления на изгибную жесткость составляет около 25%. При расположении раскосного усиления в двух плоскостях его влияние заметно возрастает.

С помощью П.К. «Лиры» была исследована изгибная и крутильная жесткость двутавра при расположении раскосного усиления в двух плоскостях (см. рис.4).

Сечение двутавра: пояса - 380 x 20 мм, стенки 1160 x 10мм. Раскосы из уголка 70 x 8мм. Расчетная схема - консоль с вылетом 6м.

Двутавр загружался сосредоточенной нагрузкой (для определения влияния раскосного усиления на изгибную жесткость) и концевым крутящим моментом (для определения влияния раскосного усиления на крутильную жесткость). Получены следующие результаты: изгибная жесткость увеличилась в среднем в пять раз, а крутильная жесткость в восемьдесят раз [3,4] . Также из результатов виртуальных исследований следует: при стесненном кручении усилия в раскосах по длине стержня-оболочки не являются одинаковыми даже при загрузке одной силовой функцией, а именно, крутящим моментом. Это является свидетельством того, что крутильная жесткость по длине стержня также будет не одинаковой.

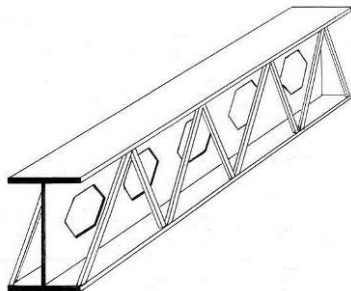


Рис. 4. Двутавровый стержень с раскосным усилением, расположенным в двух плоскостях

**Выводы:** как показали предварительные исследования, раскосное усиление существенно увеличивает крутильную жесткость и изгибную жесткость в плоскости раскосного усиления. Увеличение крутильной жесткости может в значительной степени исключить изгибно-крутильную форму потери устойчивости изгибаемых и сжатых металлических конструкций. Увеличение изгибной жесткости с помощью раскосного усиления оказывается значительно эффективнее, чем усиление за счет увеличения площади поясов или стенки открытых профилей. Если металл, затраченный на раскосное усиление, использовать для увеличения изгибной жесткости

традиционным способом, то изгибная жесткость увеличится только на 10 ...15%.

Для широкого внедрения раскосного усиления следует, помимо теоретических исследований провести обширные экспериментальные исследования. При этом, учитывая значительные несовпадения имеющихся результатов даже в узких областях исследований, экспериментальные исследования следует провести на образцах, соизмеримых с реальными конструктивными формами и при более разнообразных видах нагрузок и схем нагружений, а также при различных расчетных схемах. Целью этих исследований должно стать не только определение геометрических характеристик стержней открытого профиля усиленных раскосами при различных нагрузочных и конструктивных параметрах, но и влияние раскосного усиления на напряженно-деформированное состояние этих стержней, включая местную устойчивость поясов и стенок и общую устойчивость всего стержня-оболочки.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Бычков Д.В. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций. М.: Гос. из-ство лит-ры по строительству, архитектуре и строительным материалам., 1962. - 475 с.
2. Власов. В.З. Тонкостенные упругие стержни. - М.: Гос. из-во физикоматематической литературы, 1959.-568с.
3. Давыдов Е.Ю. Балки, усиленные раскосами// БНТУ, Материалы научно-технической конференции. Минск. 2013. С.224.
4. Давыдов Е.Ю. Ильющик В.В., Шкловский Д.А. К усилению открытых профилей раскосной решеткой// Материалы научно-технической конференции «Здания и сооружения из легких металлических конструкций.» Минск.2014. С. 39-40.
5. Длугач М.И. О расчете тонкостенных стержней, усиленных решеткой или планками.// расчет пространственных конструкций: Сб. статей. - Из-ство Министерства строительства предприятий машиностроения. М. 1950. С.163-174.
6. Длугач М.И. Экспериментальные исследования устойчивости тонкостенных стержней, усиленных решеткой или планками // Институт строительной механики АН УССР: Сб. трудов N17. Киев. 1962. С.36-46.



7. Соболевский Г.П. Тонкостенные стержни открытого профиля, усиленные бимоментными связями. Диссертация на соискание ученой степени д.т.н. Тула. 1968.

УДК 693.22

## ПРЕДЕЛЬНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ПРОЧНОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СДВИГЕ В НАЦИОНАЛЬНОМ ПРИЛОЖЕНИИ К ЕВРОКОДУ 6

*ДЕМЧУК И.Е.*

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

### **Введение**

Прочность при сдвиге каменной кладки в значительной степени влияет на трещиностойкость, несущую способность и долговечность каменных конструкций. Данный параметр играет важную роль в каменной кладке, работающей на осевое растяжение, срез и изгиб. В таких условиях работает стеновое заполнение каркасов при перекосе, стены-диафрагмы жесткости, стены и перегородки, опирающиеся на гибкие диски перекрытий, и т.д.

В соответствии со СНИП II-22-81 [4], предел прочности каменной кладки по неперевязанному сечению определяется по закону Кулона-Мора и ассоциируется только со сдвигом кладки в плоскости горизонтальных растворных швов. Расчет неармированной кладки на срез по неперевязанным швам производится по формуле (1).

$$Q \leq (R_{sq} + 0.8 \cdot n \cdot \mu \cdot \sigma_0) \cdot A \quad (1)$$

где:  $\mu$  - коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0.7;

$\sigma_0$  - средние напряжения сжатия;

$n$  - коэффициент, принимаемый равным 1.0 для кладки из полнотелого кирпича и камней и равным 0.5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами;

$A$  - расчетная площадь сечения.

В соответствии с [4], работа кладки описывается только одной областью. Область «А» (см. рис.1) соответствует «чистому» сдвигу вдоль растворных швов. Это значит, что теоретически прочность кладки при сдвиге никак не ограничена при росте сжимающих напряжений.

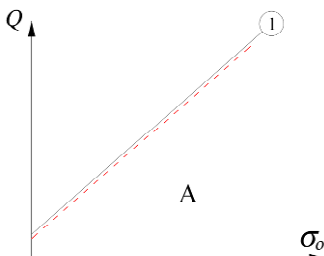


Рис. 1. Зависимость величины прочности на сдвиг кладки от уровня сжимающего усилия в соответствии с [4]

Однако в действительности, при росте сжимающих напряжений наступает предельная ситуация, при которой напряжения сдвига не увеличиваются, что приводит к началу процесса разрушения кладки.

Более полное представление о работе каменной кладки при сдвиге дает теория Манна-Мюллера [7], в которой работа каменной кладки рассматривается как несколько последовательных этапов (см. рис.2). Согласно данной теории, разрушение кладки может происходить в результате:

1. нарушения нормального сцепления между раствором и кладочными элементами из-за поворота отдельных кладочных элементов (зона «А», прямая «1»);
2. нарушения касательного сцепления между раствором и кладочными элементами (зона «В», прямая «2»);
3. превышения главными растягивающими напряжениями прочности кладки на растяжение (зона «С», кривая «3»);
4. превышения сжимающими напряжениями прочности кладки на сжатие (зона «D», прямая «4»).

Стоит отметить, что данная теория, например, является основой для немецких норм [8].

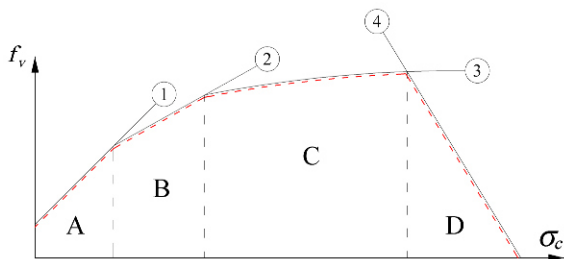


Рис. 2. Критерий Манна-Мюллера

В Еврокоде 6 [3], также, как и в отечественных нормах [4], работа кладки при сдвиге описывается линейной зависимостью Кулона-Мора (2).

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \cdot \sigma_d \quad (2)$$

где  $f_{vko}$  - начальное характеристическое сопротивление срезу каменной кладки при отсутствии сжимающей нагрузки;

$\sigma_d$  - расчетное напряжение сжатия, перпендикулярное усилию среза в элементе.

Важнейшим отличием [3] от [4] является ограничения прочности каменной кладки при сдвиге определенным значением, которое соответствует разрыву камня (область «В»).

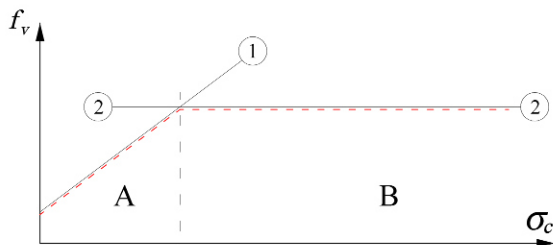


Рис. 3. Зависимость величины прочности на сдвиг кладки от уровня сжимающего усилия в соответствии с [3]

Значение  $f_{vk}$  не должно превышать  $0.065 \cdot f_b$  или  $f_{vlt}$ . Здесь  $f_{vlt}$  - предельное значение  $f_{vk}$ , а  $f_b$  - приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию кладочного элемента в направлении усилия среза.

Требования по применению в конкретной стране значения  $f_{vlt}$  устанавливаются в национальном приложении. Например, в дей-

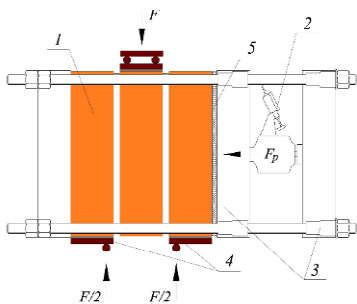
ствующем немецком Национальном приложении к Еврокоду [6] предельное значение  $f_{vlt}$  определяется в зависимости от условий работы стены и величины предельных сдвигающих напряжений. В польском Национальном приложении [9] представлены числовые значения предельной характеристической прочности каменной кладки при сдвиге  $f_{vlt}$ . Величина указанного ограничения зависит от группы кладочного элемента и класса раствора.

С целью установления числовых значений предельной характеристической прочности каменной кладки при сдвиге  $f_{vlt}$  был проведен комплекс экспериментальных исследований каменных кладок из отечественных материалов. Так как физические эксперименты трудоемки и параметрически ограничены, то в дополнение к ним выполнялись численные исследования работы каменной кладки при сдвиге.

### **Экспериментальные исследования**

Испытания опытных образцов проводились по стандартной методике [5]. В соответствии с данным стандартом на испытания, определяется начальное сопротивление кладки сдвигу  $f_{vo}$  и угол внутреннего трения  $\alpha$  при одновременном действии сжимающих и сдвигающих напряжений. Схема испытаний приведена на рисунке 4.

В соответствии с [5], уровень обжатия  $f_{pi}$  зависел от прочности кладочного элемента при сжатии. При прочности кладочного элемента большей, чем 10 МПа, значения  $f_{pi}$  принимались равными 0,2, 0,6, и 1,0 МПа, а при прочности кладочного элемента  $\leq 10$  МПа  $f_{pi} = 0,1, 0,3$  и 0,5 МПа. Дополнительно были проведены испытания при более высоких значениях сжимающих напряжений с целью получения предельных усилий сдвига. Были использованы керамические полнотелые и пустотелые кладочные элементы 1 и 2 группы в соответствии с классификацией [3].



1 – испытываемый образец кладки, 2 – динамометр для контроля уровня обжатия, 3 – передаточные пластины для передачи обжатия, 4 – пластины с роликовыми опорами, 5 – гипсовая прокладка

Рис. 4. Схема и общий вид испытаний опытного образца

Прочность при сдвиге  $f_{vi}$  и напряжения обжатия  $f_{pi}$  рассчитывались по каждому испытываемому образцу по формулам (3), (4).

$$f_{vi} = \frac{F_{i,max}}{2A_i} \quad (3)$$

$$f_{pi} = \frac{F^{pi}}{A_i} \quad (4)$$

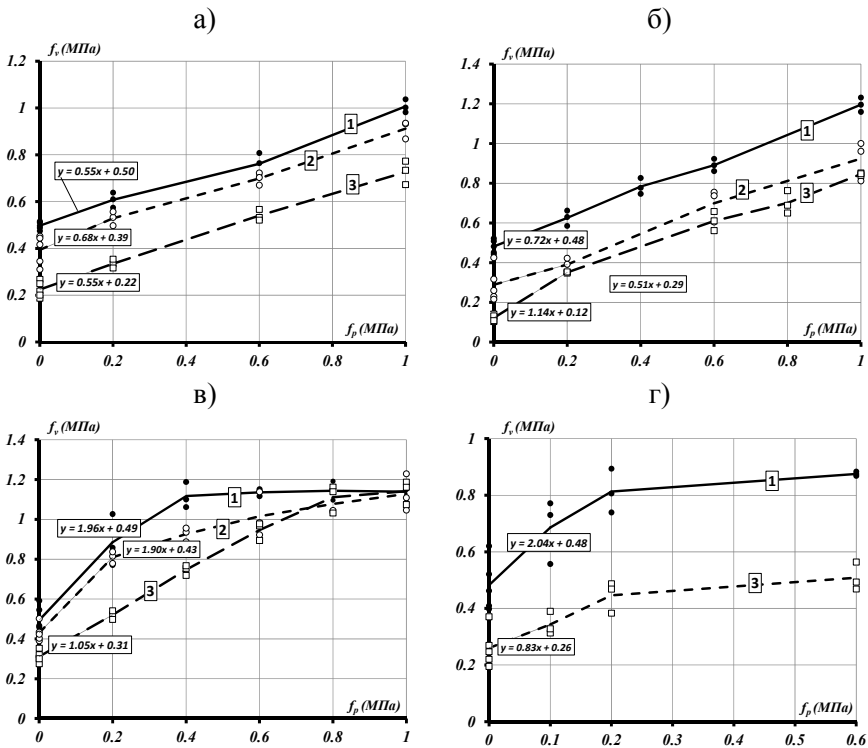
где:  $F_{i,max}$  - максимальное значение усилия сдвига;

$F_{pi}$  - сжимающее усилие предварительной нагрузки;

$A_i$  - площадь сечения испытываемого образца кладки параллельно горизонтальным швам.

Так как величина сжимающих напряжений  $f_{pi}$  была переменной, это давало возможность построения графика зависимости « $f_{vi} - f_{pi}$ ».

На представленных ниже графиках (см. рис.5) показаны зависимости напряжений сдвига в кладке  $f_v$  от уровня сжимающих напряжений  $f_p$ . На графиках показаны результаты только для малых сжимающих напряжений.



1 – при прочности раствора  $f_m=10.9$  МПа; 2 – при прочности раствора  $f_m=7.9$  МПа;  
3 – при прочности раствора  $f_m=3.1$  МПа

Рис. 5. Графики зависимости сопротивления сдвигу  $f_v$  от уровня предварительного обжатия  $f_p$  для образцов из: а) керамических полнотелых кирпичей 1 группы, б) керамических кирпичей 1 группы пустотностью 22%, в) керамических кирпичей 2 группы пустотностью 30%, г) поризованных керамических блоков 2 группы пустотностью 42%

Как показал анализ экспериментальных исследований, при малой пустотности кладочного элемента (1 группа) зависимость напряжений сдвига от уровня сжимающих напряжений носит линейный характер.

Что касается кладочных элементов 2 группы с высоким уровнем пустотности, то наблюдался явный переходный процесс от стадии разрушения образца в результате сдвига и отрыва к стадии разрушения вследствие разрыва кладочных элементов.

## Численные исследования

Так как заранее неизвестно, при каких значениях сжимающих напряжений прочность каменной кладки при сдвиге реализуется вследствие разрушения кладочных элементов, требуется выполнение испытаний большого количества опытных образцов. Поэтому в целях сокращения количества физических экспериментов использовался численный эксперимент, базирующийся на решении методом конечных элементов (МКЭ) нелинейной контактной задачи с трением и сцеплением между раствором и кладочными элементами.

В качестве исходных характеристик материалов использовались прочностные характеристики и диаграммы деформирования кирпича и раствора по результатам предварительно проведенных экспериментальных исследований [1].

Численный анализ проводился в среде Ansys Workbench, где рассматривалась объемная задача с использованием конечного элемента (КЭ) SOLID65, допускающего учет трещинообразования, и контактных конечных элементов (ККЭ) CONTA174/TARGE170.

Для полного соответствия реальному эксперименту в КЭ-модели учитывалось контактное взаимодействие опытного образца кладки с обжимными пластинами (см. рис.6).

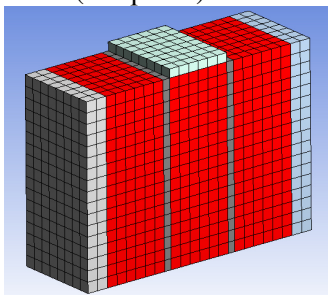


Рис. 6. Объемная КЭ-модель опытного образца

Размер КЭ для образца был принят равным 15 мм. КЭ-модель закреплена в области одной из обжимных пластин от перемещений в трех ортогональных направлениях. Ко второй обжимной пластине приложено сжимающее усилие. А к верхней опорной пластине приложено усилие в вертикальном направлении. Опираение опытного образца организовано посредством «скользящей опоры», что моделирует подвижные шарниры в реальном эксперименте.

Контакт между кладочными элементами и раствором задавался с использованием опции «frictional» с соответствующим коэффициентом трения и с учетом начального сопротивления сдвигу. Контакт между образцом и обжимными пластинами задавался с использованием опции «frictional» с коэффициентом трения 0.2.

Значения начального сопротивления сдвигу ( $f_{vo}$ ) и угла внутреннего трения ( $\alpha$ ) были приняты на основании описанных выше экспериментальных исследований (численные значения – см. [2]).

Свойства материала предполагали учет диаграммы деформирования, а также учет появления и развития трещин как в результате превышения предельных растягивающих напряжений, так и в результате превышения предельных сжимающих напряжений.

На рисунке 7 приведены расчетные и экспериментальные диаграммы зависимости сопротивления сдвигу  $f_v$  от уровня предварительного обжатия  $f_p$  для образцов, выполненных из керамических полнотелых кладочных элементов 1 группы.

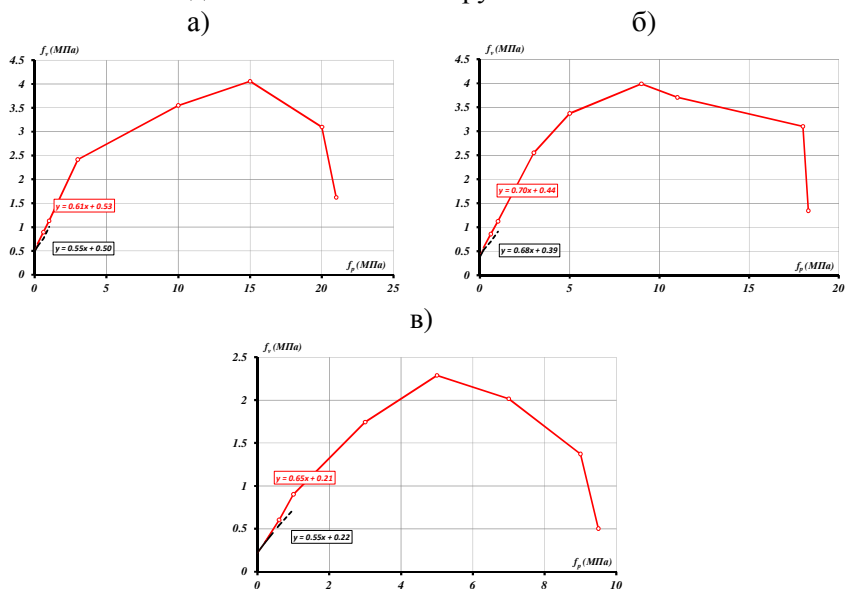


Рис. 7. Графики зависимости сопротивления сдвигу  $f_v$  от уровня предварительного обжатия  $f_p$  для образцов из керамических полнотелых кладочных элементов 1

группы при прочности раствора:

а)  $f_m = 10.9$  МПа, б)  $f_m = 7.9$  МПа,

в)  $f_m = 3.1$  МПа



Анализ полученных данных показал удовлетворительную сходимость экспериментальных и теоретических данных в области принятых в эксперименте уровней обжатия каменной кладки.

На рисунке 8 приведены расчетные и экспериментальные диаграммы зависимости сопротивления сдвигу  $f_v$  от уровня предварительного обжатия  $f_p$  для образцов, выполненных из керамических кладочных элементов 1 группы пустотностью 22%.

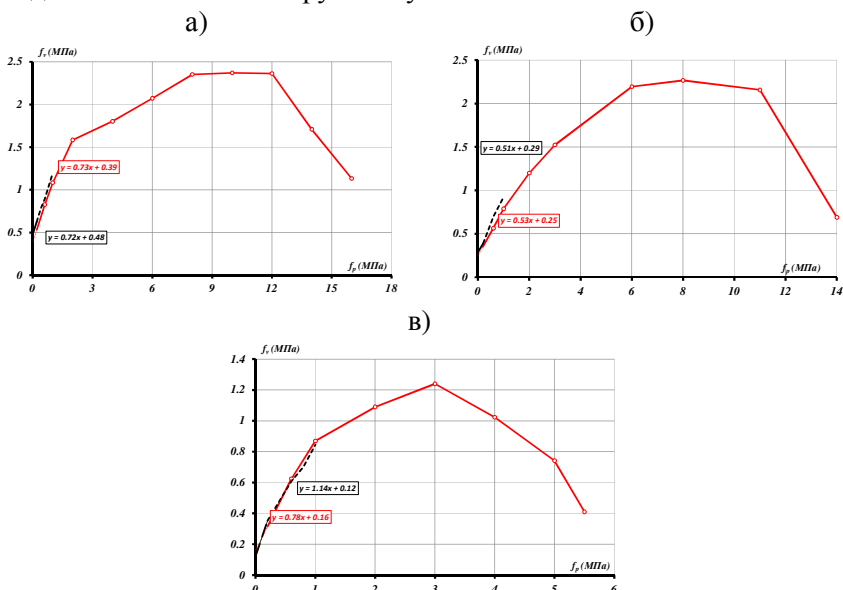


Рис. 8. Графики зависимости сопротивления сдвигу  $f_v$  от уровня предварительного обжатия  $f_p$  для образцов из керамических кладочных элементов 1 группы пустотностью 22% при прочности раствора:

- а)  $f_m = 10.9$  МПа, б)  $f_m = 7.9$  МПа,  
в)  $f_m = 3.1$  МПа

Для пустотелых образцов уровень сжимающих усилий оказался ниже, как и предельное усилие сдвига.

На рисунке 9 приведены расчетные и экспериментальные диаграммы зависимости сопротивления сдвигу  $f_v$  от уровня предварительного обжатия  $f_p$  для образцов, выполненных из керамических кладочных элементов 2 группы пустотностью 30%, а на рисунке 10 – для образцов, выполненных из керамических поризованных блоков 2 группы пустотностью 42%.

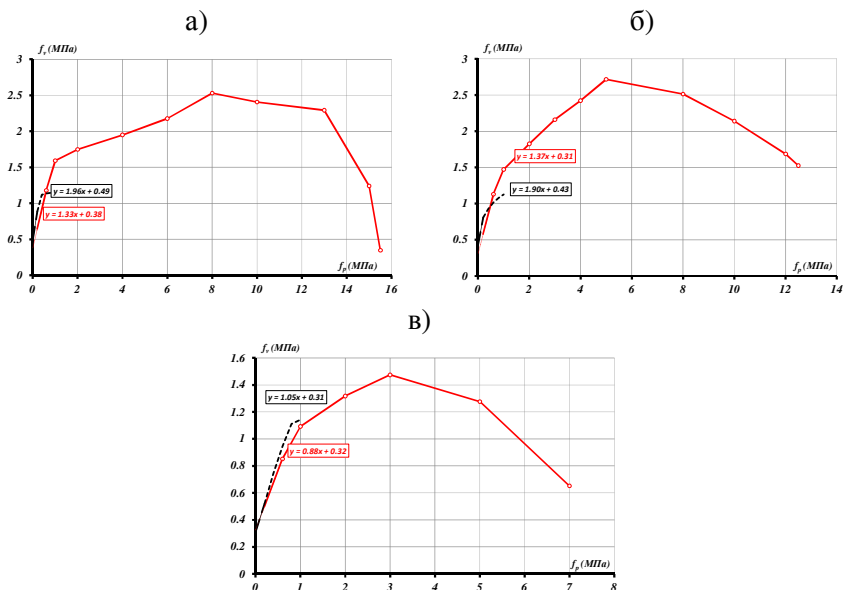


Рис. 9. Графики зависимости сопротивления сдвигу  $f_v$  от уровня предварительного обжатия  $f_p$  для образцов из керамических кладочных элементов 2 группы пустотностью 30% при прочности раствора:

а)  $f_m = 10.9$  МПа, б)  $f_m = 7.9$  МПа,  
в)  $f_m = 3.1$  МПа

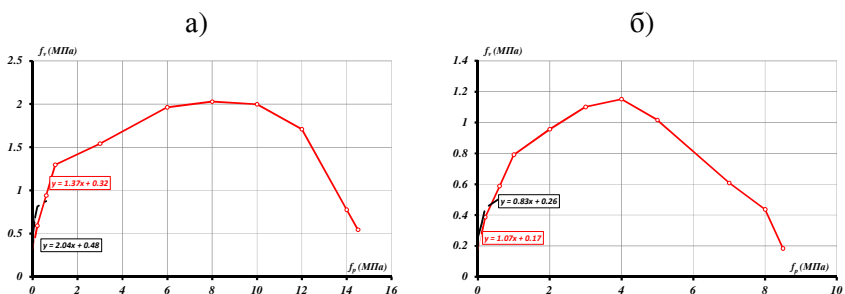


Рис. 10. Графики зависимости сопротивления сдвигу  $f_v$  от уровня предварительного обжатия  $f_p$  для образцов из керамических поризованных блоков 2 группы пустотностью 42% при прочности раствора: а)  $f_m = 10.9$  МПа, б)  $f_m = 3.1$  МПа

Для пустотелых образцов 2 группы при высоких прочностях раствора при испытаниях наблюдался более ранний переход из стадии сдвига и отрыва по контакту между швом и кладочным элементом к стадии разрыва кладочного элемента.

Дополнительно было проведено сравнение полученных данных со значениями прочности при сдвиге, вычисленной в соответствии с теорией Манна-Мюллера.

На представленных ниже графиках (см. рис.11) выборочно представлены зависимости сопротивления сдвигу  $f_v$  от уровня предварительного обжатия  $f_p$  для образцов из кладочных изделий 1 и 2 группы.

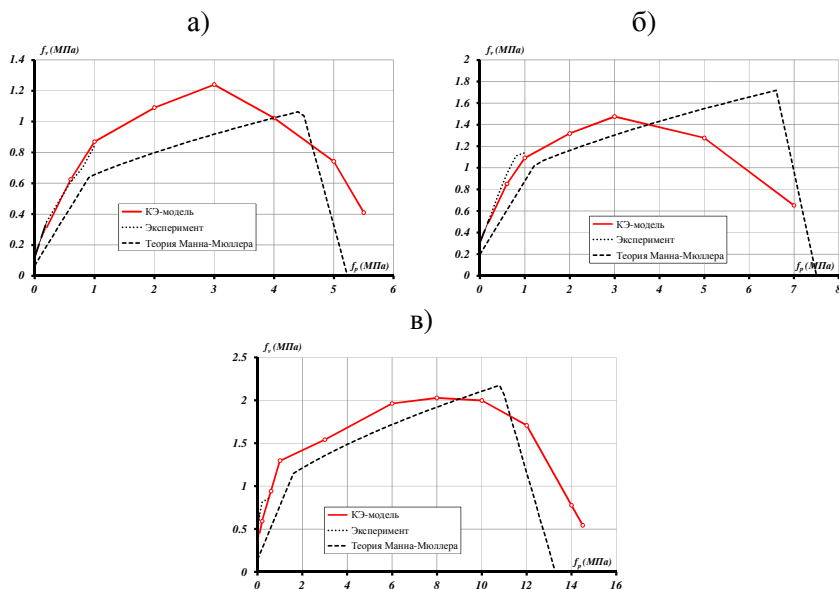


Рис. 11. Графики зависимости сопротивления сдвигу  $f_v$  от уровня предварительного обжатия  $f_p$  для образцов из керамических:

- а) кладочных элементов 1 группы пустотностью 22% при прочности раствора  $f_m = 3.1$  МПа, б) кладочных элементов 2 группы пустотностью 30% при прочности раствора  $f_m = 3.1$  МПа,
- в) поризованных блоков 2 группы пустотностью 42% при прочности раствора  $f_m = 10.9$  МПа

Проведенное сравнение показало удовлетворительное качественное и количественное согласование результатов численных расчетов и аналитических расчетов согласно [7].

### Заключение

Результаты выполненных экспериментально-теоретических исследований приняты для включения в Национальное приложение к

Еврокоду [3]. Полученные характеристические значения начальной прочности при сдвиге  $f_{vko}$  и предельные значения прочности при сдвиге  $f_{vit}$  представлены в Таблице 1.

Таблица 1

Характеристические значения начальной  $f_{vko}$  и предельной  $f_{vit}$  прочностей при сдвиге для кладки из керамических кладочных изделий

Кладочные изделия	$f_{vko}$ , Н/мм <sup>2</sup>		$f_{vit}$ , Н/мм <sup>2</sup>		
	Стандартный раствор				
	$f_m$ , Н/мм <sup>2</sup>	Группа кладочного изделия		Группа кладочного изделия	
		1	2	1	2
Керамические	10; 15	0,38	0,38	1,9 (1,25*)	1,25 (1,0**)
	7,5; 9	0,23	0,32	1,9 (1,2*)	1,15
	3; 6	0,1	0,21	1,4 (0,7*)	0,85 (0,6**)
	1; 2,5	0,05	0,1	-	-

(\*) – для пустотного HD-кирпича 1 группы

(\*\*) – для поризованных пустотных LD-блоков 2 группы

## ЛИТЕРАТУРА

1. Галалюк, А.В. Влияние прочности раствора при сжатии на величину модуля упругости раствора и коэффициент Пуассона / А.В. Галалюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Випуск 24. – Рівне, 2012. – С.100-112.
2. Демчук, И.Е. Исследование прочности сцепления растворов в каменной кладке / И.Е. Демчук, В.Н. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2012. – №1(73): Строительство и архитектура. – С.71-76.
3. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1: Общие правила для армированных и неармированных конструкций: СТБ EN 1996-1-1-2008. – Введ.1.07.2009. – Минск: Госстандарт, 2009. – 128с.
4. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81\* (с изм. №1 и №2). – Введ. 01.01.1983. - М: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР: ФГУП ЦПП, 2004. – 40 с.
5. Методы испытания каменной кладки. Часть 3. Определение начальной прочности при сдвиге: СТБ EN 1052-3-2008 – Введ.20.02.2008. – Минск: Госстандарт. – 12 с.

6. DIN EN 1996-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1/NA: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. NABau im DIN, Berlin 2009.

7. Mann W., Müller H. (1973): Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windscheiben. Die Bautechnik, Heft 12, Ernst & Sohn, Berlin, S.421-425.

8. Mauerwerk nach Eignungsprüfung; Berechnung und Ausführung: DIN 1053. Teil 2. - Berlin: Deutsches Institut für Normung, 1984.–13p.

9. PN-EN 1996-1-1: 2006 Eurokod 6- Projektowanie konstrukcji murowych Czesc 1-1: Reguly ogolne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych. - 105s.

УДК 692.526

## **СПОСОБЫ ПОВЫШЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ ЧЕРДАЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ**

*ЖУК В.В.*

Брестский государственный технический университет  
Брест, Беларусь

### **Введение**

Большую часть исторической застройки г.Бреста составляют каменные здания высотой до 3-х этажей с деревянными междуэтажными и чердачными перекрытиями, которые в настоящее время являются объектами модернизации и реконструкции. С целью увеличения общей площади реконструируемых зданий предусматриваются технические решения по устройству одно или двухуровневых мансард в существующих чердачных помещениях. В этом случае возникает необходимость усиления несущих конструкций чердачного перекрытия вследствие увеличения величины временной нагрузки с 0,7 кПа до 1,5-2,0 кПа [9].

Анализ проектной документации на реконструкцию ряда объектов показывает, что при удовлетворительном состоянии древесины повышение несущей способности балок чердачного перекрытия осуществляется, как правило, увеличением их ширины путем “при-

шивки” гвоздями парных досок к существующим балкам сбоку. Можно применять и другие способы усиления цельнодеревянных балок: путем превращения их в шпренгельные системы, вводя дополнительные стойки и металлические элементы [1], или путем постановки в растянутой зоне стержневой арматурной стали в выбранные пазы, заполненные полимерной мастикой [2]. В случае превышения сроков безаварийной эксплуатации деревянных перекрытий по деревянным балкам [10] принимается решение о полной замене перекрытий. Такие технические решения по увеличению несущей способности чердачного перекрытия ведут к росту стоимости и увеличению сроков ремонтно-восстановительных работ – необходимо выполнить демонтаж старого и устройство нового перекрытий. При этом, как правило, реконструкцию зданий проводят с временным отселением жильцов.

Многолетняя практика проектирования и ведения авторского надзора на объектах капитального ремонта старого жилищного фонда Москвы с деревянными перекрытиями [6] выявила удовлетворительное состояние деревянных элементов перекрытий и значительное превышение нормативных сроков безаварийной эксплуатации, что создает предпосылки для принятия решения об усилении балок чердачного перекрытия для восприятия проектных нагрузок.

Анализ литературных источников показывает, что при усилении несущих конструкций междуэтажных и чердачных перекрытий могут применяться и другие способы, позволяющие снизить стоимость ремонтно-восстановительных работ. Деревянные балки чердачного перекрытия можно усилить досками, прикрепленными к существующей балке сбоку выше наката или сверху болтами или гвоздями [4]. В этом случае чердачное перекрытие можно не разбирать и сохранить декоративное оформление потолка. Деревянные балки чердачного перекрытия могут быть усилены одним или даже двумя брусками, уложенными сверху и соединенными между собой наклонно установленными металлическими стержнями (шпильками) в предварительно выполненные отверстия [5]. Заслуживает внимания способ усиления клееных балок с помощью наклонно вклеенных металлических стержней (арматуры) [3].

## Экспериментальные исследования

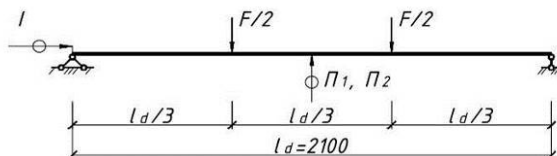
На кафедре строительных конструкций Брестского государственного технического университета проведены экспериментальные работы по определению напряженно-деформированного состояния составных балок, соединенных между собой податливыми (гвоздями, винтами) и жесткими (вклеенными стержнями) связями, установленными перпендикулярно волокнам древесины. При изготовлении балок использовались: проволочные гвозди диаметром 4 мм и длиной 100 мм, забиваемые в древесину; винты с шестигранной головкой диаметром 6 мм и длиной 100 мм, завинченные в предварительно просверленные отверстия диаметром 4,8 мм глубиной 60 мм; арматура класса S500 диаметром 5 мм и длиной 100 мм, заложенная в предварительно просверленные отверстия диаметром 10 мм. При вклеивании в древесину стальных стержней использовался клей – ЭПЦ-1.

С целью изучения влияния угла наклона винтов и вклеенных стержней к направлению волокон древесины на напряженно-деформированное состояние составных балок были изготовлены три балки с соединениями на винтах с шестигранной головкой диаметром 6 мм и длиной 120 мм, завинченных в предварительно просверленные отверстия диаметром 4,8 мм под углом 30°, 45° и 60° к направлению волокон древесины. Еще одна балка была изготовлена с использованием арматуры класса S500 диаметром 5 мм и длиной 120 мм, установленной под углом 60° к направлению волокон древесины. Число податливых и жестких связей и их расстановка определялись с учетом требований раздела 9 [11].

Для испытаний были изготовлены балки из древесины сосны 2-го сорта с влажностью  $9 \pm 1\%$ . Контрольный образец (Б1) имел размеры  $b \times h \times l = 50 \times 100 \times 2400$  мм. Балка (Б2) на гвоздях, балки (Б3-Б6) на винтах и балки (Б7, Б8) на вклеенных стержнях имели размеры  $b \times h \times l = 50 \times (2 \times 50) \times 2400$  мм. Испытания балок кратковременной нагрузкой проводили на специально оборудованном стенде. Две балки, одна из которых была контрольной, опирали на две опоры, не препятствующие перемещению их вдоль оси и обеспечивающие свободу угловых перемещений. Нагрузку прикладывали в третях пролета и передавали на конструкцию через распределенные траверсы (рис.1). В процессе испытаний проводили измерения про-

гибов балок в середине пролета с помощью прогибомеров БПАО с ценой деления 0,01 мм. На опорных участках балок Б2 – Б6 были установлены индикаторы часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм для измерения деформаций сдвига брусков относительно друг друга.

а)



б)



Рис. 1. Схема испытания балок (а) и общий вид испытательной установки (б)

Нагружение каждой балки осуществлялось ступенями  $\Delta F=0,2\text{кН}$  с постоянной скоростью и без разгрузки [7] и доводилось до максимальной нагрузки  $F=1\text{кН}$ , что соответствует упругой области работы древесины.

Оценку напряженного состояния балок производили тензометрическим способом. Отсчеты по тензорезисторам осуществлялись в автоматическом режиме при помощи специального тензометрического комплекса ТИССА. Схема расстановки тензорезисторов приведена на рис.2.

Величину нормальных напряжений по высоте поперечного сечения балок определяли по формуле:

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

где:  $\varepsilon$  – относительные деформации;

$E_0$  – модуль упругости древесины вдоль волокон.



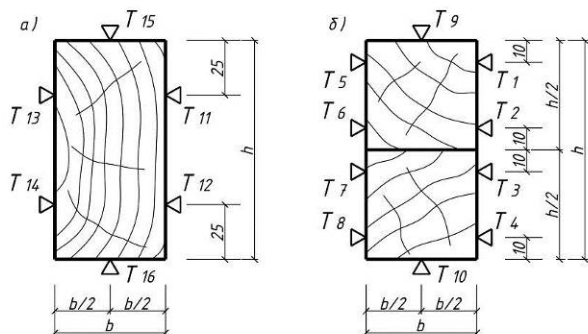


Рисунок 2 - Схема расстановки тензорезисторов:  
 а) балка цельного сечения Б1 (контрольный образец);  
 б) балки составного сечения Б2-Б8

Модуль упругости древесины определялся после испытания балки цельного сечения (Б1) по формуле:

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

где:  $\Delta F$  – приращение нагрузки, кН;

$l_d$  – расстояние между центрами опор, см;

$b$  – ширина образца, см;

$h$  – высота образца, см;

$\Delta u_{cp}$  – среднее арифметическое значение приращения прогиба в середине пролета, см.

После подстановки исходных данных в формулу (2) определили величину модуля упругости древесины –  $E_0 = 863 \text{ кН/см}^2$ .

### Анализ результатов

Распределение нормальных напряжений по высоте поперечного сечения балки цельного сечения (рис.3, а) показывает, что величина напряжений в крайних растянутых волокнах больше, чем в крайних сжатых волокнах, т.е. нарушается прямолинейность распределения, что согласуется с данными экспериментальных исследований [8].

Насколько обеспечена совместная работа отдельных элементов составных балок на гвоздях и винтах можно судить по эпюрам распределения нормальных напряжений, представленных на рис.3, б-е. Характер распределения нормальных напряжений по высоте сече-

ния показывает, что балки Б2-Б6 работали как составной изгибаемый элемент на податливых связях – в крайних волокнах в верхней части элементов возникали сжимающие, а в нижней части – растягивающие напряжения. Наличие в балках податливых связей сдвига в местах соединения элементов между собой приводит к скачку напряжений в обратную сторону.

Влияние угла наклона винтов к направлению волокон древесины незначительно. Можно предположить, что, во-первых, при нагружении происходит выбор монтажных зазоров под головками винтов, т.е. уплотнение соединения, во-вторых, происходит “проскальзывание” нарезной части винтов в древесине в зоне предварительно просверленных отверстий.

Отметим, что применение клеенных стержней позволяет достаточно близко приблизить составное сечение балок Б7 и Б8 к монолитному сечению балки Б1 (рис. 3 ж, з).

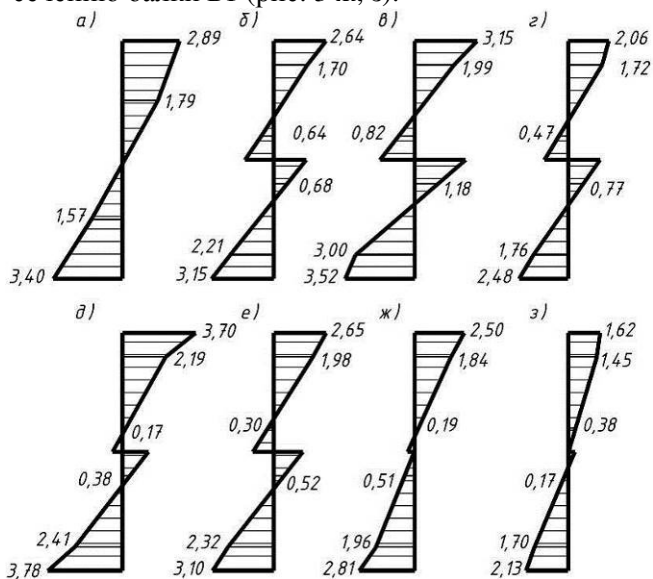


Рисунок 3 – Распределение нормальных напряжений (МПа) по высоте поперечного сечения при нагрузке  $F = 1$  кН:

а – балка цельного сечения Б1; б – балка составного сечения на гвоздях Б2; в – то же на винтах Б3 под углом  $90^\circ$ ; г – то же на винтах Б4 под углом  $60^\circ$ ; д – то же на винтах Б5 под углом  $45^\circ$ ; е – то же на винтах Б6 под углом  $30^\circ$ ; ж – то же на клеенных стержнях Б7 под углом  $90^\circ$ ; з – то же на клеенных стержнях Б8 под углом  $60^\circ$

Как видно из табл.1, прогибы балки Б1 цельного сечения и балок Б7 и Б8 практически одинаковы. Прогибы балок составного сечения значительно больше – на 30% для балки Б2 и на 46% - 80% для балок Б3-Б6 – дополнительный прогиб появился в результате сдвигов, происходящих в швах составных балок между отдельными элементами.

Установка винтов к направлению волокон древесины в балках Б4 – Б6 позволяет уменьшить деформации сдвига брусков относительно друг друга почти в 2 раза по сравнению с балкой Б3.

Таблица 1

Деформации балок в середине пролета								
Ступени нагрузки, кН	Прогиб, мм							
	Б1	Б2	Б3	Б4	Б5	Б6	Б7	Б8
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,90	0,90	1,27	1,43	1,04	1,23	1,27	0,80
0,4	1,77	2,17	2,89	3,05	2,34	2,66	2,48	1,71
0,6	2,69	3,44	4,52	4,64	3,70	4,22	3,60	2,56
0,8	3,67	5,73	6,26	6,43	5,15	5,79	4,60	3,55
1,0	4,57	5,96	8,25	8,12	6,66	7,49	5,78	4,54

### Заключение

Проведенные испытания показали, что наиболее эффективным способом усиления деревянных балок чердачного перекрытия является способ соединения составных элементов на клеенных металлических стержнях – балки Б7 и Б8 обладают достаточной прочностью и жесткостью в зоне действия максимального изгибающего момента, а характер распределения нормальных напряжений по высоте сечений практически такой же, как и для балки цельного сечения. Это позволяет на 25-30% снизить расход пиломатериалов по сравнению с составными балками с соединениями на гвоздях и винтах, и, следовательно, снизить стоимость ремонтно-восстановительных работ.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Деревянные конструкции и детали. Справочник строителя/В.М.Хрулев [и др]; под ред. В.М.Хрулева.- 2-е изд., доп. и перераб.- М.: Стройиздат, 1983.- 288 с.

2. Житушкин, В.Г. Усиление каменных и деревянных конструкций: Учебное пособие/В.Г.Житушкин.- М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2005.- 56 с.

3. 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.

4. Курлаков, Д.В. Обследование и усиление деревянных перекрытий после огневого воздействия пожара в зданиях постройки конца XIX начала XX веков/ Д.В. Курлаков// Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций: материалы XVIII науч.-метод. конф. ВИТУ, Санкт-Петербург, 13 марта 2014 г./ ВИ(ИТ) ВА МТО(ВИТУ); редкол.: Д.В. Курлаков [и др]. – СПб., 2014. – С.76-84.

5. Линьков, В.И. Исследование конструкций составной балки из 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.53-59.

6. Нечаев, Н.В. Капитальный ремонт жилых зданий/Н.В.Нечаев.- М.: Стройиздат, 1990.- 207 с.

7. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций/ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1980. – 40 с.

8. Сморгачев, А.А. Исследование работы составных стержней на дискретных связях / А.А. Сморгачев, А.С. Шевелев // Промышленное и гражданское строительство.- 2009.- №1. – С.16-17.

9. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.-Введ. 01.01.1987.- М.: Госстрой СССР, 1987.- 36 с.

10. Технический кодекс установившейся практики. ТКП 45-1.04-14-2005 (02250). Техническая эксплуатация жилых и общественных зданий и сооружений. Порядок проведения.- Введ. 01.07.2006.- Мн.: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2006.- 40 с.

11. Технический кодекс установившейся практики. ТКП 45-5.05-146-2009 (02250). Деревянные конструкции. Строительные

нормы проектирования. – Введ. 01.01.2010. – Мн.: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2009. – 63 с.

УДК 624

## **К ВОПРОСУ О НАПРАВЛЕНИЯХ УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ НОРМАТИВНЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

*КАРПЮК В.М., КРАНТОВСКАЯ Е.Н., КОЦЮРУБЕНКО О.Н.*  
Одесская государственная академия строительства и архитектуры  
Одесса, Украина

Первое, с чем сталкивается исследователь при анализе результатов проведенных экспериментов, – это расхождение этих данных с результатами расчетов выполняются в обязательном порядке по методам, заложенным в действующие нормативные документы. В большинстве стран, сотрудничающих со странами Европейского Союза, в том числе в Украине и Беларуси, происходит процедура имплементации европейских нормативной документов, поскольку сегодня мы находимся в условиях гармонизации нормативной базы [1, 2, 3].

Значительный вклад в сравнительный анализ безопасности и надёжности расчетных формул норм разных стран по расчету железобетонных конструкций, а именно: приопорных участков по наклонным сечениям, выполнен в работах авторов: [4] Тур В.В., Кондратчика А.А., [5] Мурашко Л.А., Кинаша Р.И., Левчича В.В., [6] Колмогорова А.Г., Плевкова В.С., а также [7] Карпюка В.М. В указанных работах анализ выполнялся авторами независимо друг от друга. Эти исследования включают нормы проектирования, приблизительно, одинакового перечня стран [8, табл. 1], также в этих работах присутствуют сравнения экспериментальных данных и расчетов по нормативным методикам, используемых в нормативных документах различных стран, приводятся положения расчетов по авторским методикам.

За всю историю развития железобетонных конструкций на сегодня существует множество различных взглядов на работу пролётно-го железобетонного элемента и, соответственно, методов расчета. Некоторые методы были оформлены в теории, некоторые остались на уровне авторской методики, некоторые используются на уровне нормативных методов расчета в разное время, в разных нормах, в разных странах. С точки зрения многих исследователей, наиболее перспективным является деформационный метод, аналогичную модель которого введено в последние международные нормативные документы [1], и который для действующих норм [2] был развит Бамбурой А.Н. с коллективом авторов.

Если говорить про актуальные нормативные методики, которыми мы пользуемся сейчас в Украине, то это модель ферменной аналогии, которая заложена в Еврокоде 2 (и, соответственно, во всех гармонизированных нормах, в том числе [2, 3]). Следует обратить внимание, что в современных нормах используется метод с переменным углом наклона условных бетонных расколов ( $\theta=22^\circ \dots 45^\circ$ ), а в первой редакции – используется также стандартный вариант с постоянным углом. Сравнительные расчеты [4] по этим двум методам, говорят о недостатках именно того, который оставили в нормах. Во-первых, расход стали превышает в 2 раза, во-вторых, из работы конструкции исключается сжатая зона бетона ( $V_{cd}=V_{Rd1}$ ).

Если говорить о перспективах использования данного метода, то большинство исследователей приходят к мнению о необходимости его усовершенствования, которое возможно путем установления зависимости в определении несущей способности сжатой зоны бетона ( $V_{cd}$ ) от поперечной арматуры ( $A_{sw}$ ), как это было выполнено в ранее действовавших СНиП 2.03.01-84\* (через соотношение  $Q_b$  по формуле (76) к  $Q$  по формуле (84) [9]). Также авторы [5], опираясь на практический опыт и замечания К.Домбровского, предлагают отказаться от принципа независимости действия сил, а Панюков С.Е., в расчетах сжато-изогнутых железобетонных элементов, при восприятии ими поперечной силы, предлагает уйти от принципа суперпозиции путем использования в расчетах трёхмерной области несущей способности элементов: осевое усилие – изгибающий момент – поперечная сила [10].

Стоит обратить внимание на то, что принцип определения расчетной несущей способности из условия разрушения сжатых условных бетонных раскосов в стандартном методе ферменной аналогии близкий к заложенному в СНиП 2.03.01-84\* [8] методу для расчета по сжатой полосе между наклонными трещинами. Однако, обе методики уже не используются в качестве нормативных, в то время как результаты сравнительного анализа [7] показывают, что аналитические модели, заложенные в СНиП 2.03.01-84\* [9], лучше отображают физическую работу экспериментальных элементов под нагрузкой сравнительно с другими зарубежными нормами.

Поэтому примечательным является опыт имплементации европейских норм в Беларуси, в результате которого в СНБ 5.03.01-02 [3] рекомендуется производить расчет прочности железобетонных элементов по методикам как новых европейских норм EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2 [2], так и ранее действующего СНиП 2.03.01-84\* [9] с использованием обозначений новых европейских норм. Такой подход полностью отвечает положениям гармонизации отечественных украинских норм с европейскими по предоставлению возможности проектирования конструкций по тем принципам, которые обеспечивают их наибольшую надежность.

Исследования достоверности и безопасности расчетных формул прочности приопорных участков балочных конструкций по нормативным документам развитых стран мира [4, 7] показал, что: 1) аналитические модели, заложенные в Еврокод 2, занимают промежуточную позицию между американскими АСІ 318 и норвежскими NS 3473E нормами; 2) наиболее точными и надёжными являются расчетные формулы, заложенные в канадских и норвежских нормах.

Как уже указывалось выше, существует множество различных взглядов на работу пролётного железобетонного элемента и, соответственно, методов расчета, как традиционных, ставших нормативными, так и тех, которые являются развитием когда-либо использовавшихся методов расчета. К последним относятся инженерные методы расчета, которые по мнению их авторов Залесова А.С и Климова Ю.А. [11] наиболее перспектив имеют при использовании метода расчета наклонного сечения на действие поперечной силы в стадии разрушения Гвоздева А.А. и Боришанского М.С. Адекватность использования единого инженерного метода [7], объединяющего различные инженерные методики, основывающиеся на

общей механике железобетона с трещинами, подтверждена высоким соответствием предложенных наиболее вероятных схем разрушения элементов их реальной физической работе, а также удовлетворительной сходимостью экспериментальных и рассчитанных значений прочности приопорных участков экспериментальных балок-образцов (коэффициент вариации  $v \leq 12\%$ ).

### **Выводы.**

К перспективным направлениям усовершенствования действующих норм по проектированию и расчету железобетонных конструкций относятся: развитие и усовершенствование действующих нормативных методов расчета прочности наклонных сечений железобетонных конструкций; использование нормативных методов расчета развитых стран мира; а также введение проверенных экспериментальным и практическим путем авторских аналитических моделей и методов расчета в качестве нормативных.

### **ЛИТЕРАТУРА.**

1. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of Concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2004. – 225 p.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – [чинний від 2011–06–01]. Київ: Мірегіонрозвитку та будівництва України, 2010. – 164 с.
3. СНБ 5.03.01-02 «Конструкции бетонные и железобетонные». – Минск: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
4. Тур В.В., Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: монография/В.В. Тур, А.А. Кондратчик. – Брест: Изд-во БГТУ, 2000. – 400с.:ил.
5. Мурашко Л.А. Розрахунок залізобетонних згинальних елементів за закордонними нормами: навчальний посібник / Л.А. Мурашко, Р.І. Кінаш, В.В. Левич. – Львів: Вид-во Львівського університету «Львівська політехніка», 1999. – 236 с.
6. Колмогоров А.Г. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / А.Г. Колмагоров, В.С. Плевков. – Томск: Изд-во «Печатная мануфактура», 2009. – 496 с.
7. Карпюк В.М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у згинальному випадку напру-



женого стану (монографія) / Карпюк В.М. – Одеса: ОДАБА, 2014. – 352 с.

8. Карпюк В.М. До питання про необхідність вдосконалення нормативних методів розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних конструкцій / Карпюк В.М., Крантовська О.М., Коцюрубенко О.М. // Вісник ОДАБА. – Випуск 57. – Одеса, 2015. – С. 182–188.

9. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – [введен в действие 1986–01–01]. – ГОССТРОЙ СССР, 1989. – 80 с.

10. Панюков С.Э. Сравнение рекомендаций Еврокода и ДБН по расчету и проектированию железобетонных конструкций для строительства в сейсмических районах / С.Э. Панюков // Вісник Національного університету «Львівська політехніка» «Теорія і практика будівництва». – Львів, 2011. – №697. – С. 190–194.

11. Залесов А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии попереных сил / А.С. Залесов, Ю.А. Климов. – К.: Будівельник, 1989. – 104 с.

УДК 69+624.014.2

## **СИСТЕМЫ ЧАСТНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ, ПРИНЯТЫЕ В ЕВРОКОДАХ И СНИПАХ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

*МАРТЫНОВ Ю.С., НАДОЛЬСКИЙ В.В.*

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

### **Введение**

Современный уровень развития науки в строительной области позволяет проектировать конструкции с заданными параметрами надежности. Данная возможность реализуется с помощью вероятностных методов расчета и методов теории надежности. Проектируя конструкции в соответствии с вероятностными методами величины, входящие в функции состояния, моделируют с учетом их вероятностной природы. Использование вероятностных методов на

стадии проектирования позволяет принимать оптимальные решения, как с позиций надежности, так и с позиций экономических затрат. При оценке существующих конструкций вероятностные методы расчета открывают обширные возможности благодаря гибкости расчетных методик, позволяющих учитывать изменения условий эксплуатации конструкций или предъявляемых к ним требований. Однако использование вероятностных методов в повседневном проектировании не нашло широкого применения в силу своей трудоемкости.

На практике широкое распространение получил полувероятностный метод расчета (метод частных коэффициентов), в котором изменчивость и неопределенность базисных переменных учитывается с помощью частных коэффициентов. Система частных коэффициентов представляет собой один из инструментов регулирования и обеспечения надежности. Эти коэффициенты, в частности, зависят от конкретных географических, социальных, экономических условий и по этой причине их значения в Еврокодах относятся к национально устанавливаемым параметрам (NDP) и определяются отдельным государством самостоятельно. В силу того, что значения именно этих параметров обеспечивают надежность строительных конструкций, их обоснованное принятие является очень важной задачей.

Анализ отечественных нормативных документов (СНиП) и Еврокодов по проектированию строительных конструкций свидетельствует о существенных различиях в значениях частных коэффициентов и в их структуре. Данные различия вызывают острые споры при внедрении Еврокодов в практику проектирования, как на территории нашей страны, так и за рубежом.

## **1 Принципы назначения частных коэффициентов**

Основная задача при назначении частных коэффициентов заключается в обеспечении требуемого уровня надежности. При назначении частных коэффициентов также решается компромиссная задача простоты и точности (однако мера точности пока не установлена ни в одном из документов). Следует учитывать, что определяющее влияние на частоту отказов оказывают человеческие ошибки, поэтому увеличение надежности посредством частных коэффициентов не рационально, а лучше повышать надежность за

счет контроля качества в процессе проектирования, строительства и эксплуатации [1].

Система частных коэффициентов в общем случае состоит из следующих компонентов:

- коэффициенты, относящиеся к эффектам воздействия и учитывающие: неопределенность воздействия, погрешность моделирования воздействия, сочетание воздействий, погрешность расчетной модели для определения эффектов воздействий (т.е. погрешность при переходе от воздействия к эффекту вследствие погрешности статического расчета, идеализации расчетной модели);

- коэффициенты, относящиеся к сопротивлению и учитывающие: неопределенность свойств материала, неопределенность геометрических параметров, погрешность модели сопротивления;

- коэффициенты, относящиеся к дифференциации надежности, учитывают разный уровень последствий наступления отказа конструкции или отдельного элемента.

Принятие значений частных коэффициентов осуществляется одним из следующих способов:

- на основании экспертной оценки;

- на основании проверки соответствия с многолетним опытом и строительными традициями;

- на основании статистических методов исходя из требуемой обеспеченности расчетного значения базисной переменной;

- на основании вероятностных методов исходя из требуемого уровня надежности.

Последний способ является наиболее прогрессивным и позволяет учесть фактические условия и назначить научно обоснованные значения частных коэффициентов. Фундаментальные положения вероятностных методов расчета строительных конструкций представлены в работах В.В. Болотина и А.Р. Ржаницина. Однако частные коэффициенты в большинстве случаев принимались на основании экспертной оценки с использованием статистических методов. В то время применение способа, основанного на вероятностных методах, сдерживалось в основном отсутствием нормируемых параметров надежности и данных о базисных переменных.

В современных нормативных документах Европейского Союза, Соединенных Штатов Америки, Канады и других стран приняты частные коэффициенты на основании вероятностных методов. В

канадских нормах вероятностно подкрепленные частные коэффициенты были приняты в 1974 г. на основании работ D.E. Allen [1], D.J.L. Kennedy [2]. Первые вероятностно подкрепленные частные коэффициенты в американских нормах появились в 1986 г. на основании работ M. Ravindra, T.V. Galambos, B. Ellingwood, G. MacGregor, A. Cornell [3], в австралийских нормах с 1986 г. [4].

После принятия Еврокодов многие европейские страны принимали рекомендуемые значения частных коэффициентов. Однако рекомендуемые значения являются очень усредненными и в одних случаях приводят к неэкономичным, а в других к небезопасным решениям. В ряде стран были проведены программы по сбору статистической информации о базисных переменных и уточнению частных коэффициентов вероятностными методами. Наиболее значимыми работами с практической реализацией калибровки частных коэффициентов, используемых в Еврокодах, являются [5-7]. Данные работы отражают европейский опыт и традиции при назначении частных коэффициентов.

## **2 Анализ частных коэффициентов**

### **2.1 Частные коэффициенты согласно СНиП**

Значения частных коэффициентов в большинстве случаев принимались на основании экспертной оценки с использованием статистических методов. При использовании в расчетах частных коэффициентов, полученных исходя только из установленной обеспеченности расчетного значения базисной переменной, конструкции имели разный уровень надежности. В связи с этим проф. В.Д. Райзер, один из основных разработчиков ГОСТ 27751 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету», отмечает: *«Невозможно найти сколь-нибудь разумного объяснения тому, что надежность сооружений одного и того же назначения, выполненных из различных материалов, запроектированных по действующим нормам, оказываются различной»* [8, с. 27].

Большая часть частных коэффициентов, учитывающих неопределенность воздействия (коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$ ), устанавливались статистическими методами исходя из заданной обеспеченности расчетного значения нагрузки. При этом нормативно обеспеченность расчетного значения не закреплена, а главным

образом определялась на основании экспертной оценки. О разной обеспеченности нагрузок можно судить из: «...расчетные предельные нагрузки повторяются редко (например, по литературным данным, от одного крана-один раз в 20 лет; ветровая-один раз в 10-15 лет; снеговая-в среднем один раз в 10-12 лет; на перекрытия-один раз в 15-20 лет)...» [9].

Коэффициент надежности по материалу  $\gamma_m$  установлен в СНиП II-23 «Стальные конструкции» [10] в зависимости от обеспеченности нормативных сопротивлений, гарантируемой методами контроля качества металлопроката на металлургических предприятиях.

Установленные в таблице 6\* СНиП II-23 [10] коэффициенты условий работы  $\gamma_c$  для элементов конструкций введены с целью учета:

а) упрощения расчетных схем при расчетах на общую устойчивость сплошных балок, которые рассчитываются как идеально упругие системы (поз. 4 табл. 6\* СНиП II-23-81\*), а также сжатых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой и рассчитываемых как центрально-сжатые, хотя схема их работы соответствует внецентренному сжатию (поз. 9 и 10 табл. 6\* СНиП II-23-81\*);

б) фактических значений начальных искривлений сжатых составных элементов таврового сечения из уголков, в которых в связи с несимметричным расположением швов при приварке прокладок между уголками начальные искривления превышают учитываемые в расчетах (поз. 3 табл. 6\* СНиП II-23-81\*);

в) воздействия на конструкции больших постоянных и длительно действующих временных нагрузок, приводящих в процессе эксплуатации к высокому уровню напряжений, незначительное превышение которого может вызвать опасность наступления предельных состояний первой группы (поз. 1, 2 и 5 табл. 6\* СНиП II-23-81\*);

г) локального повышения прочностных свойств стали возле отверстий при расчете на прочность сечений, ослабленных отверстиями для болтов (поз. 6-8 табл. 6\* СНиП II-23-81\*)» [9].

Коэффициент, относящийся к дифференциации надежности конструкции в целом, так называемый коэффициент надежности по назначению, дает возможность регулировать надежность в зависи-

мости от особенностей проектной ситуации. Методика определения данного коэффициента с учетом степени ответственности сооружения, особенностей деформирования и сопротивления конструкции, объема последствий отказа и других показателей была предложена в [11]. Авторы, Складнев Н.Н. и Федяев А.А., отмечают, что, в общем случае, значения данного коэффициента затруднительно дифференцировать в зависимости только от класса сооружения (вероятности отказа). На результат оказывают влияние изменчивости базисных переменных для конкретного предельного состояния, а в рамках одного предельного состояния – разные схемы разрушения. Наибольшие различия возникают для предельных состояний несущей способности и предельных состояний эксплуатационной пригодности. Авторы отмечают, что коэффициент надежности по назначению может быть разным при определении прочности и прогибов балки. В [12] авторы указывают на необходимость пересмотра частных коэффициентов по назначению и рекомендуют вычислять данный коэффициент при расчете конкретной конструкции. В [13] В.Д. Райзер отмечает: «...классификация объектов по степени ответственности и значения частных коэффициентов надежности по назначению были определены методом экспертных оценок без строгого теоретического обоснования...» и также отмечает необходимость дифференциации надежности несущих конструктивных элементов в сооружении (в некоторой степени данная дифференциация выполнена в нормах проектирования стальных конструкций посредством коэффициента условий работы).

## **2.2 Частные коэффициенты согласно Еврокода**

Согласно п. С.3 (2) [14] изначально большинство частных коэффициентов и коэффициентов сочетаний, приведенных в Еврокодах, получены на основании проверки соответствия с многолетним опытом и строительными традициями. При дальнейшем развитии Еврокодов значения частных коэффициентов подкреплялись вероятностными методами теории надежности. Система частных коэффициентов, представленная в Еврокоде [14], позволяет учесть все виды значимых неопределённостей.

Однако практическая их реализация, как в самом базовом документе, так и во многих национальных приложениях, представляется еще в очень «сыром», недоработанном виде. Например, значения

частного коэффициента для переменных воздействий  $\gamma_Q$  принято многими странами в большинстве случаев одинаковыми для всех переменных нагрузок, хотя согласно базовым положениям Еврокода [14] допускается их дифференциация. Еще одним из примеров может служить дифференциация значения частных коэффициентов для сопротивления стальных элементов. Согласно Еврокода 3 [15] рекомендовано одно значение частного коэффициента для всех проверок сечений  $\gamma_{M0}$  («for resistance of cross-sections») и одно для всех проверок элементов  $\gamma_{M1}$  («for resistance of members») (к тому же они оба равны единице в базовой редакции Еврокода). Данный факт свидетельствует о приравнивании всех моделей сопротивления к одному урону с точки зрения их точности. Данное положение вызывает парадоксальную ситуацию: многие исследователи борются за уточнение моделей сопротивления (иногда увеличивая точность на 5-10%), а при этом эти достижения не находят отражения при нормировании частных коэффициентов.

Наибольший интерес представляют критические высказывание в адрес Еврокода [14], представленные в независимом экспертном заключении [7] на технический отчет SAKO [5]. Проф. P. Spehl пишет: «*In the original probabilistic model first used to establish the European unified rules (CEB Bulletin N° 127 and 128, 1980), the target probability (for normal buildings, reference period 50 years) is 10<sup>-5</sup>/year (reliability index 4,26) or 5\*10<sup>-4</sup> over 50 years (reliability index 3,30), ...and the partial safety factors are already 1,35 for permanent actions and 1,5 for variable actions*» [7]. Здесь Проф. P. Spehl отмечает, что рекомендованные значения частных коэффициентов, принятые в Еврокоде, получены для индекса надежности 3.3 для базового периода 50 лет (что не соответствует целевому значению 3.8 для этого же периода согласно Еврокода [14]) и далее приводит вывод: «*...increase of the  $\gamma$  values is needed for the actual target probability of Class RC2 structural members...for the actual Eurocodes target probability, the same increase of  $\gamma$  values should apply to case A as to case B(1,4 instead of 1,35 and 1,7 instead of 1,5) in order to reach the target probability ...*» [7].

В справочном документе к Еврокоду «Основы проектирования строительных конструкций» написано: «*... all partial factors for variable loads are equal to 1.5. For wind and snow loads these values seem to be quite low. Another way of looking at results is say that the*

*target reliability index for wind loading is lower than 3.8, indicating a safely differentiation (for economical reasons) with respect to the type of loading. Another point of thought should be that especially the wind load model contains many conservative assumptions» [16].*

Парадоксальность данных высказываний заключается в том, что данные специалисты участвовали в разработке документа, который они «ругают».

В работах [17] показано, что частные коэффициенты [14] не могут обеспечить требуемый уровень надежности для легких металлических конструкций покрытия. В данных работах рекомендуется использовать переменный частный коэффициент для снеговой нагрузки. В работе [18] показано, что надежность конструкции, запроектированных согласно базовой редакции Еврокода [14], существенно меньше целевого значения с увеличением доли снеговой нагрузки.

Анализ значений частных коэффициентов сведен в Таблицу 1.

Таблица 1

Сравнение подходов к нормированию параметров сопротивления и эффектов воздействий в нормативных документах Республики Беларусь

Параметры	Нормативные значения	Частные коэффициенты	
		ТКП EN	СНиП
Постоянная нагрузка	$G_k^* / G_k \approx 1$	$\gamma_G = 1.35 ; \xi = 0.85$	$\gamma_G^* = 1.2$
Полезная нагрузка	$Q_k^* / Q_k \approx 1$	$\gamma_Q = 1.5 ; \psi_{0,Q} = 0.7$	$\gamma_Q^* = 1.3$ или $1.2 ; \psi_{Q^*} = 0.9$
Снеговая нагрузка	$S_k^* / S_k \approx 0.83$	$\gamma_S = 1.5 ; \psi_{0,S} = 0.6$	$\gamma_S^* = 1.5$ или $1.6 ; \psi_{S^*} = 0.9$
Предел текучести	$R_{yn} / f_y \approx 1$	$\gamma_{M0} = 1.025$	$\gamma_c = 1 ; \gamma_m = 1.025$
Дифференциация надежности	–	$k_{FI} = 1$	$\gamma_n = 0.95$

### Заключение

Система частных коэффициентов представляет собой один из инструментов регулировки и обеспечения надежность, следовательно, их обоснованное и обдуманное принятие является важной задачей. На первом этапе введения Еврокодов в практику проектирования стальных конструкций на территории Республики Беларусь



часть частных коэффициентов была принята равным рекомендуемым значениям, а часть была принята на основании СНиП, а ряд частных коэффициентов на основании калибровки частных коэффициентов для железобетонных конструкций. Однако необходимо выполнить обоснование частных коэффициентов непосредственно для стальных конструкций с учетом особенностей республики исходя из целевого уровня надежности. Существует необходимость развития системы частных коэффициентов, принятых в Еврокодах.

В свою очередь система частных коэффициентов принятая в СНиП нуждается в корректировках. Главная причина заключается в том, что частные коэффициенты, полученные исходя только из установленной обеспеченности расчетного значения базисной переменной, не позволяют получить равнонадежности конструкций. Пересмотр частных коэффициентов необходим из-за обновления данных о базисных переменных.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Allen, D. E. Limit States Design—A Probabilistic Study/ D. E. Allen // Canadian Journal of Civil Engineering. –1975. –Vol.2.– No. 1.– P. 36-49
2. Kennedy, D. J. L. Limit states design – an innovation in design standards for steel structures. / D. J. L. Kennedy// Canadian Journal of Civil Engineering. –1974.– Vol. 1. –No. 1. –P. 1-13
3. Ravindra, M. Load and resistance factor design for steel/ M. Ravindra, T.V. Galambos // Journal of the Structural Division, –1978.– Vol. 104. –No. 9. –P. 1337-1353.
4. Pham, L. Action on Structures: regulations and standards/ L.Pham// EJSE Special Issue: Loading on Structures. –2007. –p. 4-8.
5. Safety of Structures. An independent technical expert review of partial factors for actions and load combinations in EN 1990 "Basis of Structural Design": BRE Client Report № 210297 [Electronic resource] / Building Research Establishment. –2003. –Mode of access : <http://www.europeanconcrete.eu>. –Date of access : 10.05.2011.
6. SAKO; Joint Committee of NKB and INSTA-B. NKB Report: 1999:01 E, Basis of Design of Structures. Proposals for modification of Partial Safety Factors in Eurocodes

7. Ministry of the Environment, Housing and Building Department, Probabilistic Calibration of Partial Safety Factors (Eurocode and Finnish proposal) Ramboll, January 2000
8. Райзер, В.Д. Теория надежности в строительном проектировании / В.Д. Райзер. – Москва: Изд-во АСВ, 1998. – 304 с.
9. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II -23-81\* «Стальные конструкции») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. М.: ЦИТП Госстрой СССР, 1989. 148 с.
10. СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции». Москва, 1991 г
11. Складнев, Н.Н. О методике определения коэффициента надежности по назначению / Н.Н.Складнев, А.А.Федяев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – №2. – с.3-6
12. Знаменский, Е.М. О расчете конструкций с заданным уровнем надежности / Е.М. Знаменский, Ю.Д. Сухов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 2. – С. 7-9.
13. Райзер, В.Д. Развитие теории надежности и совершенствование норм проектирования / В.Д.Райзер // Строит. механика и расчет сооружений. – 1983. – №5. – С. 1-4.
14. ТКП EN 1990. Еврокод. Основы проектирования конструкций. – Минск, РУП «Стройтехнорм», 2012.
15. ТКП EN 1993-1-1. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, РУП «Стройтехнорм», 2014.
16. CEN/TC250 Background Document EC1:Part1: Basis of Design. 2nd draft, ECCS, 1996
17. Sýkora, M. – Holický, M. Reliability-based design of roofs exposed to a snow load. In Li, J. - Zhao, Y.-G. - Chen, J. (eds.) Reliability Engineering - Proceedings of the International Workshop on Reliability Engineering and Risk Management IWRERM 2008, Shanghai, 21 - 23 August 2008. Shanghai: Tongji University Press, 2009, p. 183-188.
18. Takahashi, T. & Ellingwood, B.R. 2005. “Reliability-based assessment of roofs in Japan subjected to extreme snows: incorporation of site-specific data.” Engineering Structures, 27: p. 89–95.

## **ОСОБЕННОСТИ РАСЧЁТА ГИБКИХ СООРУЖЕНИЙ НА ВЕТРОВЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПО ЕВРОКОДУ**

*СИДОРОВИЧ Е.М.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Проектирование уникальных сооружений, таких как висячие и вантовые покрытия и мосты, высокие башни, мачты на растяжках и другие гибкие объекты, независимо от норм проектирования, всегда требовало от проектировщиков решения нестандартных расчётных задач. В первую очередь, это связано с геометрической нелинейностью таких сооружений, обусловленной как их общей повышенной деформативностью, так и геометрической изменчивостью их конструктивных (расчётных) схем. На современном этапе расчёт геометрически нелинейных систем на статические воздействия особых затруднений не вызывает. Для этой цели применяют разнообразные шаговые методы решения нелинейных задач, описываемые во многих источниках [1-6], и соответствующие программные комплексы.

Что касается динамических задач, то сравнительно легко могут быть решены только задачи о малых колебаниях геометрически нелинейных систем относительно устойчивых состояний их равновесия [4, 5]. В зависимости от внешних воздействий изменяются внутренние силы и конфигурация равновесных состояний нелинейно деформируемой системы, изменяются, следовательно, и её динамические характеристики. Таким образом, собственные частоты и соответствующие собственные формы колебаний сооружения зависят от уровня внешних воздействий, и наоборот.

Так, например, основное для гибкого сооружения внешнее воздействие – переменная по времени ветровая нагрузка – зависит от частот и форм собственных колебаний сооружения. Более того, даже при отсутствии турбулентности, при ламинарном движении воздушного потока по мере деформаций может изменяться миделево сечение податливого сооружения и, следовательно, суммарная сила ветрового воздействия. Ветровая нагрузка, оставаясь нормальной к

обдуваемой поверхности, следит за положением поверхности в пространстве. Деформируемая система, взаимодействуя с нагрузкой от ветрового потока, становится неконсервативной [4]. Разумеется, все особенности работы нелинейно деформируемых, неконсервативных сооружений не могли быть учтены нормативными документами [7-9].

В связи с переходом строительной отрасли на европейские стандарты [8, 9] в данной работе будут рассмотрены особенности определения ветровой нагрузки на примере конструкции информационной панели общего назначения, устанавливаемой на растяжках над широкой городской улицей. Рассматриваемая конструкция представляет собой предварительно напряжённую геометрически нелинейную систему изменяемого типа (рисунок 1).

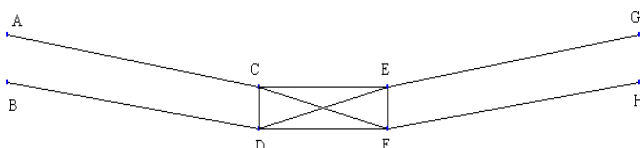


Рис. 1. Расчётная схема информационной панели

Ветровая нагрузка, в соответствии с ТКП EN 1991-1-4-2009 [9], СНиП 2.01.07-85 [7] и Национальным приложением НП.2 [9], представляет собой квазистатическое воздействие, характеризующееся пиковым значением скоростного напора  $q_p$ , а также конструкционным коэффициентом  $c_s c_d$ .

Пиковый скоростной напор  $q_p$  представляет собой сумму двух составляющих:

- а) статическое давление, соответствующее средней скорости ветра,
- б) квазистатические кратковременные изменения (колебания) давления вследствие турбулентности ветра.

Значение  $q_p$  зависит от ветрового района, климатического режима ветра, шероховатости местности и орографии, а также от базовой высоты сооружения. Для условий города Минска при базовой скорости ветра

$$v_b = 24 \text{ м/с}$$

и типе местности II вычисленный в соответствии с требованиями ТКП EN 1991-1-4-2009 [9, формула 4.8] пиковый скоростной напор на высоте 10 м принимает значение

$$q_p = 847 \text{ Па}$$

Входящая в это значение турбулентная составляющая пикового скоростного напора характеризуется коэффициентом экспозиции (выражение «exposure factor» можно перевести и как «коэффициент риска»), равным отношению пикового скоростного напора к базовому скоростному напору:

$$c_e = \frac{q_p}{q_b}$$

где базовый скоростной напор вычисляется через базовую скорость ветра [9] и равен

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 360 \text{ Па}$$

Итак, для условий города Минска коэффициент экспозиции (коэффициент риска), обусловленный турбулентностью ветра принимает значение

$$c_e = 847 / 360 = 2.35$$

Именно наличие этого коэффициента риска (коэффициента экспозиции) отличает требования ТКП EN 1991-1-4-2009 [9] от требований СНиП 2.01.07-85 [7]. Согласно [7], ветровая нагрузка определялась как сумма средней и пульсационной составляющих. Причём пульсационную составляющую при определённых условиях допускалось не учитывать [7]. Согласно [9], турбулентность ветра, заложённая в определение пикового скоростного напора, должна учитываться всегда. Кроме того, как в [7], так и в [9] учитывается динамическая реакция сооружения за счёт резонансных колебаний на низших собственных частотах. СНиП 2.01.07-85 [7] допускает учёт резонансных явлений на нескольких низших собственных частотах. Согласно [7], резонансные колебания и определяют пульсационную составляющую ветровой нагрузки.

Согласно ТКП EN 1991-1-4-2009 [9] резонансные явления учитываются только для одной, основной формы колебаний и только

вдоль направления ветра. С этой целью в [9] определяется конструкционный коэффициент  $c_s c_d$ .

Во-первых, конструкционный коэффициент учитывает возможность одновременного возникновения пиковых значений скоростного напора ветра по всей поверхности сооружения (составляющая  $c_s$ ). Подобные явления учитываются в [7] коэффициентом пространственной корреляции пульсаций давления.

Во-вторых, конструкционный коэффициент учитывает влияние резонансных колебаний сооружения вследствие турбулентности ветра (составляющая  $c_d$ ). Эта составляющая конструкционного коэффициента зависит от основной собственной частоты и соответствующей собственной формы колебаний сооружения. Для основных типов зданий и инженерных сооружений балочного или консольного вида в [9] даются соответствующие рекомендации по упрощённому или приближённому определению основных собственных частот и соответствующих собственных форм. Формы колебаний классифицируются очень упрощённо. Различаются четыре основных типа форм колебаний: равномерная, линейная, параболическая, синусоидальная. Значения собственных частот и формы колебаний через соответствующие коэффициенты оказывают существенное влияние на значения конструкционного коэффициента и, следовательно, на итоговые расчётные ветровые усилия.

В рассматриваемой предварительно напряжённой геометрически изменяемой системе колебания могут происходить относительно разных состояний равновесия и характеризоваться разными частотами и формами. Например, свободные колебания относительно положения равновесия в вертикальной плоскости (рисунок 2)

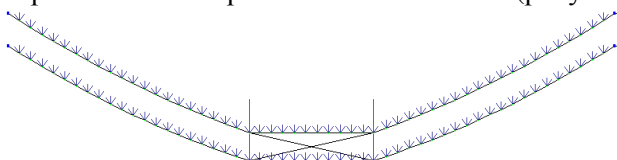


Рис. 2. Конфигурация системы под действием собственного веса

характеризуются первой собственной частотой

$$f_1 = 0.260 \text{ Гц}$$

и собственной формой (рисунок 3).

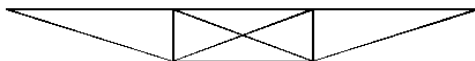


Рис. 3. Основная форма колебаний из вертикальной плоскости

Один пояс колеблется относительно второго, движение происходит из плоскости провисания. При колебаниях второго относительно первого форма колебаний (при виде сверху) почти не изменяется, а вторая собственная частота принимает значение

$$f_2 = 0.272 \text{Гц}$$

Совместному действию собственного веса и ветровой нагрузки соответствуют другие состояния равновесия (рисунки 4 и 5). Колебания системы происходят относительно деформированных состояний равновесия. Каждое состояние имеет свои собственные частоты и соответствующие собственные формы. Сложные пространственные траектории движения панели при колебаниях, как правило, не совпадают с направлением ветра.

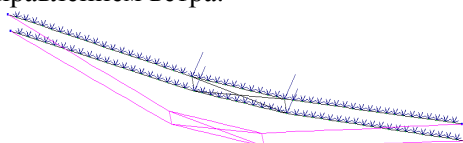


Рис. 4. Деформации системы при равномерном ветровом давлении

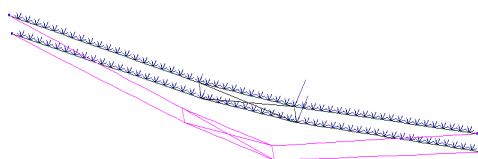


Рис. 5. Деформации системы при эксцентричном ветровом давлении

В соответствии с [4] для этих состояний были вычислены низшие частоты, не превышающие предельного [7] значения 3.4 Гц (таблица 1), и соответствующие собственные формы.

Таблица 1

Состояние равновесия \ Частоты (Гц)	1	2	3	4	5
Равномерно действующий ветер	0.743	1.628	1.975	2.083	2.328
Эксцентрично действующий ветер	0.751	1.448	1.878	2.358	2.573

При колебаниях с малыми амплитудами по разным собственным формам общее положение информационной панели, на которую приходится основная ветровая нагрузка, оставалось примерно вертикальным. Миделево сечение установки можно считать неизменным.

Если исходить из низшей частоты

$$f = 0.74 \Gamma u$$

и принять форму дополнительных перемещений панели при колебаниях в плоскости, перпендикулярной ветру, равномерной, а в плоскости, совпадающей с направлением ветра, – линейной, то в соответствии с [9] для панели размером приблизительно 11 м на 2 м с учётом её проёмности можно получить значение конструкционно-го коэффициента

$$c_s c_d = 2.09$$

Вычисленное значение конструкционного коэффициента  $c_s c_d = 2.09$  совместно с установленным ранее значением коэффициента экспозиции (коэффициента риска)  $c_e = 2.35$  говорит о том, что в соответствии с [9] итоговое квазистатическое давление турбулентного ветра с учётом резонанса на основной частоте почти в пять раз ( $2.09 * 2.35 = 4.91$ ) выше, чем базовый скоростной напор. При этом характер распределения внешнего ветрового давления по элементам и узлам сооружения, а также соотношения между вызванными усилиями в разных элементах сооружения остаются практически неизменными, независимо от значения ветрового давления: базового, пикового, итогового. Следует отметить, что в [9] имеется некоторый диссонанс в определениях терминов: ветровое давление на поверхность, ветровое усилие на конструкцию или элемент, ветровое усилие на внешнюю (внутреннюю) поверхность и т.д. В [9] эти термины как бы противопоставляются, в то время как по физическому смыслу они должны быть взаимосвязаны.

Для оценки полученных результатов был выполнен расчёт рассматриваемой геометрически нелинейной системы по методике, предложенной в [4], в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85 [7].

Средняя составляющая ветровой нагрузки по [7] совпадает с базовым скоростным напором по [9]. Пульсационная составляющая



ветровой нагрузки была вычислена в соответствии с [7] для пяти собственных форм, соответствующих низшим частотам (таблица 1). Полные усилия в элементах сооружения вычислялись как сумма усилий от средней составляющей ветровой нагрузки и среднего геометрического от пяти пульсационных составляющих.

При равномерной ветровой нагрузке вклад второй и пятой собственных форм в итоговый результат оказался практически нулевым (в симметричном состоянии равновесия вторая и пятая собственные формы колебаний оказались ортогональными равномерной ветровой нагрузке). При эксцентричной ветровой нагрузке на итоговый результат повлияли силы инерции всех пяти собственных форм (нарушена симметричность равновесного состояния, силы инерции возникают по всем степеням свободы при колебаниях по любой форме).

Значения отношений итогового полного усилия к среднему усилию, вызванному базовым скоростным напором ветра, для разных элементов получились в пределах  $1.9 \div 2.4$ . Таким образом, для рассматриваемого сооружения динамический эффект от резонансных явлений, вычисленный для основной формы колебаний в соответствии с [9], оказался практически тождественным динамическому эффекту, вычисленному для пяти первых форм колебаний в соответствии с [7].

Такое совпадение, на наш взгляд, представляется чисто случайным. Несомненным же остаётся факт, отмеченный выше, что ветровые нагрузки, вычисляемые по ТКП EN 1991-1-4-2009 [9], по крайней мере, в  $c_e = 2.35$  раз выше, чем нагрузки, вычисляемые по СНиП 2.01.07-85 [7].

Таким образом, к сооружениям, на которые не распространяется действие ТКП EN 1991-1-4-2009 [9, п. 1.1(11)], следует отнести и все геометрически нелинейные сооружения изменяемого типа. Для установления реакции таких сооружений, как и других, уникальных, на ветровые воздействия необходимы дополнительные исследования. При этом целесообразен учёт взаимодействия деформируемого сооружения с набегающим (обтекающим) ветровым потоком.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Лантух-Ляшенко, А.И. ЛИРА. Программный комплекс для расчёта и проектирования конструкций: Учебное пособие / А.И. Лантух-Ляшенко. – К.-М.: ФАКТ, 2001. – 312 с.
2. Перельмутер, А.В. Расчётные модели сооружений и возможности их анализа. / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: ДМК Пресс, 2007. – 600 с.
3. Рычков, С.П. MSC.visualNASTRAN для Windows / С.П. Рычков. – М.: НТ Пресс, 2004. – 552 с.
4. Сидорович Е. М. Нелинейное деформирование, статическая и динамическая устойчивость пространственных стержневых систем / Е.М.Сидорович. – Мн.: БГПА, 1999. – 200 с.
5. Сидорович Е. М. Особенности расчёта конструкций с учётом геометрической и физической нелинейности, истории и режимов нагружения // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура: Приложение (Материалы XI Международного научно-методического межвузовского семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь»). – Часть 1. – Брест, 25-27 ноября 2004. – С. 144 – 148.
6. Шимановский, А.И. Теория и расчёт сильно нелинейных конструкций / А.В. Шимановский, В.К. Цыхановский. – К.: Изд-во «Сталь», 2005. – 432 с.
7. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия. СНиП 2.01.07-85. – Государственный комитет СССР по делам строительства. – М.: 1986. – 34 с.
8. Государственный стандарт Республики Беларусь. СТБ ЕН 1990-2007. Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций (ЕН 1990:2002, ИДТ). – Госстандарт. – Мн.: 2007. – 93 с.
9. Технический кодекс установившейся практики ТКП ЕН 1991-1-4-2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия (ЕН 1991-1-4:2005). – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Мн.: 2010. – 120 с.

## **УЗЛЫ СОПРЯЖЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ПРИ ОСОБЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ**

*ТУР А.В., КОЗЛОВСКИЙ Е.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В настоящее время внимание специалистов направлено на разработку методов защиты конструкций зданий и сооружений, работающих в особых расчетных ситуациях, не предусмотренных нормальными условиями эксплуатации. Особые расчетные ситуации являются результатом последствий аномальных событий (взрывов, пожаров, ударов транспортных средств в элементы здания, террористических и криминальных атак и т.д.), приводящих к развитию так называемого прогрессирующего обрушения. Главным признаком прогрессирующего обрушения принято считать непропорционально большие масштабы результирующего обрушения по отношению к локальному повреждению конструктивного элемента, инициирующего цепную реакцию разрушений, не подвергавшихся непосредственно особому воздействию. Стратегии управления рисками прогрессирующего обрушения, представленные в работах отечественных и зарубежных исследователей, включают: 1) ограничение и контроль угроз возникновения особой расчетной ситуации (реализация особого воздействия); 2) ограничение локального сопротивления отдельных элементов, определяемых как ключевые; 3) оценка реакции конструктивной системы на локальное разрушение (оценка живучести).

В настоящем исследовании изучается работа узлов конструкций сборных железобетонных зданий на их живучесть при прогрессирующем обрушении. Разработаны три конструктивных схемы узла сопряжения сборного железобетонного ригеля и колонны.

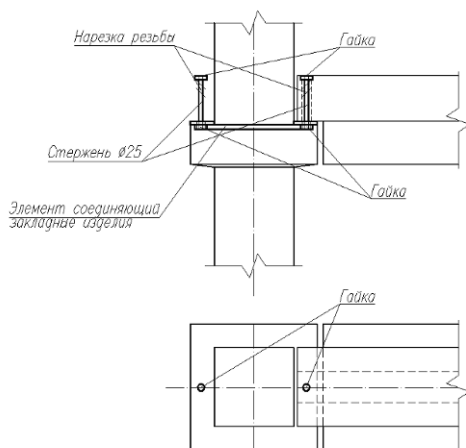


Рис.1. Первый вариант узла

Первый вариант узла представляет собой закладную деталь с гайкой, которая устанавливается в колонну в процессе ее изготовления. На строительной площадке монтируется стержень-связь, с нарезанной резьбой, на который затем устанавливается ригель с последующей фиксацией его гайкой.

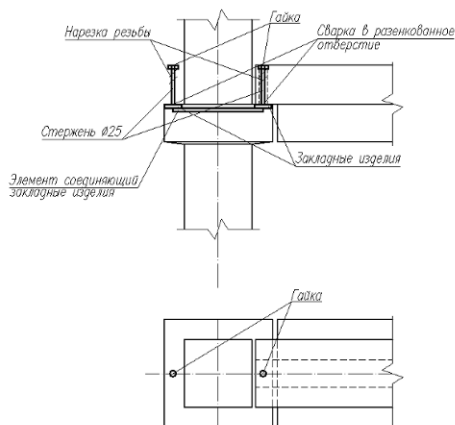


Рис. 2. Второй вариант узла

Второй вариант принципиально похож на первый. Отличается лишь тем, что стержень-связь фиксируется в закладном изделии при помощи сварки в раззенкованное отверстие.

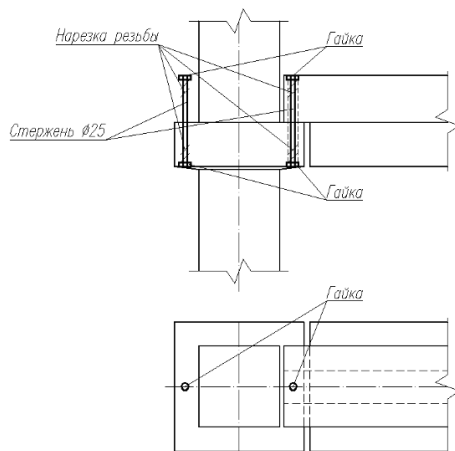


Рис. 3. Третий вариант узла

Третий вариант предусматривает в консоли колонны отверстие, в которое вставляется стержень-связь и фиксируется с помощью гайки с уплотнителем. Затем производится монтаж ригеля.

Все три узла сопряжения ригеля с колонной имеют свои преимущества и недостатки, однако 1-й узел, обладающий наименьшей трудоемкостью при изготовлении элементов конструкций и простоте монтажа, является наиболее предпочтительным.

Данные конструктивные решения позволят избавиться от сварных соединений, что существенно снизит трудоемкость монтажа конструкций. Также в этих узлах присутствует стержень-связь, который будет работать в качестве горизонтальной связи и воспринимать нагрузки в случае прогрессирующем обрушении конструкции.

Для того, чтобы оценить работоспособность связевых стержней и использовать их в качестве горизонтальной связи, а также доказать живучесть такого конструктивного решения в условиях прогрессирующего обрушения были разработаны две принципиальные схемы испытаний узлов с использованием конструкций типового каркаса НИПТИС.

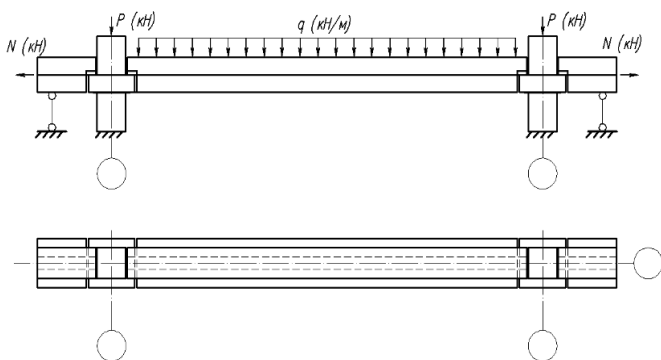


Рис. 4. Первый вариант схемы испытаний

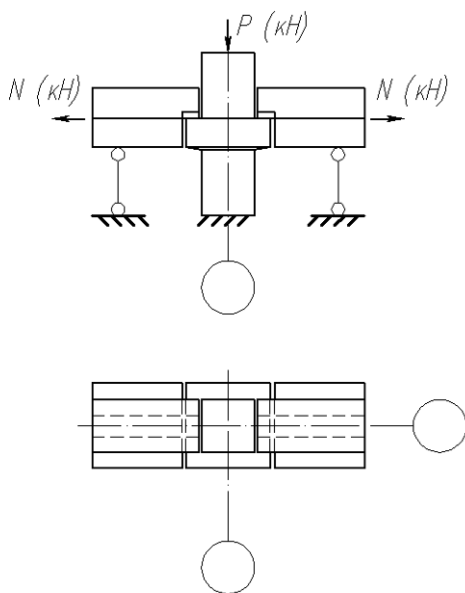


Рис. 5: Второй вариант схемы испытаний

Обе схемы испытаний позволяют оценить работу стержней-связей. Первый вариант более трудоемок в изготовлении элементов, однако позволяет произвести более масштабные испытания. При этом исследование несущей способности стержней-связей и проверка их работы в условиях динамического нагружения. Второй ва-

риант менее трудоемок, но позволяет произвести испытания только несущей способности стержень-связи.

Ведется разработка математической модели узлов, которая поможет оценить напряженно-деформированное состояние элементов, а также в будущем, после проведения натурных испытаний, сравнить данные полученные теоретическим путем, с данными полученными при проведении эксперимента.

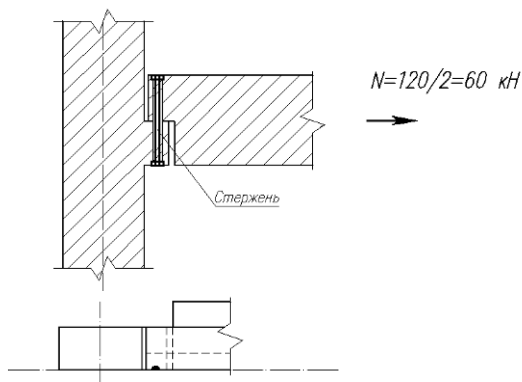


Рис. 6. Принципиальная схема математической модели узла стыка

### Выводы

1. Для исследования и внедрения в производство выбран первый вариант узла, т.к. он обладает наименьшей трудоемкостью изготовления элементов конструкций и простотой монтажа.
2. Качественная оценка работы стержень связи в условиях прогрессирующего обрушения будет сделана после проведения испытаний.
3. Применение разрабатываемых узлов приведет к существенно упрощению монтажа конструкций, упрощению связевой системы каркаса и, как следствие, к снижению стоимости строительства.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Введ. 01.07.2003. – Минск: Министерство строительства и архитектуры РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ, 2003. – 144 С.
2. Тур А.В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузки : дис. ... к-та техн. наук :05.23.01 / А.В. Тур. – Брест., 2012. – 228 с.

3. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчёта и конструирования. Учебное пособие/Т.М. Пецольд [и др.]; под ред. Т.М. Пецольда, В.В.Тура. – Брест: БГТУ, 2003. – 380с.: ил.

4. FIB. Structural connections for precast concrete buildings. Guide to good practice prepared by Task Group 6.2. – 2008 – 360с.

УДК 691.87

## **ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ СЦЕПЛЕНИЯ С БЕТОНОМ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ ПРОИЗВОДИТЕЛЕЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

*ХОТЬКО А.А., САДИН ЭБРАИМ ЯГУБ*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Одним из решений, позволяющих экономить стальную арматуру в железобетонных конструкциях, является использование в качестве армирования композитной (стеклопластиковой и базальтопластиковой) арматуры в предварительно напряжённых изгибаемых несущих композитобетонных конструкциях /1, 2, 3, 4, 5/.

При этом является очевидным тот факт, что обладая различными параметрами периодического профиля, стеклопластиковая арматура различных производителей будет иметь и различные характеристики сцепления с бетоном. Следует отметить, что согласно исследованиям различных авторов, именно зацепление за бетон выступов профиля и микронеровностей поверхности арматуры (по сравнению с остальными факторами) оказывают решающее влияние на совместную работу арматуры и бетона. Учитывая то, что при армировании бетонных конструкций, эффективное использование стеклопластиковой арматуры возможно только при выполнении предварительного напряжения последней, периодический профиль арматуры, обеспечивающий совместную работу арматурных стержней и бетона приобретает особое значение, оказывая влияние на ширину раскрытия трещин и прогибы элементов /1/.

С целью разработки предложений по расчету анкеровки в бетоне композитной стержневой арматуры производителей Республики



Беларусь предполагалось исследовать влияние диаметра и длины заделки арматурных стержней на прочность сцепления с бетоном композитной арматуры различных производителей в изгибаемых элементах;

Исследования выполняли для композитной арматуры трех различных производителей Республик Беларусь (ЧП «Минпласт» г. Минск, ОАО «Стройкомпозит, г. Гомель и ООО «Научно-производственная компания «Бизнес-Континент» (г.Брест).

Исследования предусматривали сравнительные испытания балок на свободных опорах, армированных стержнями стеклопластиковой арматуры диаметром от 4мм до 10 мм, производства ООО «Строй-Композит» (г.Гомель), ООО «Научно-производственная компания «Бизнес-Континент» (г.Брест) и ЧП «МИНПЛАСТ» (г.Минск) с различными длинами контакта арматуры с бетоном (10d, 20d и 30d)

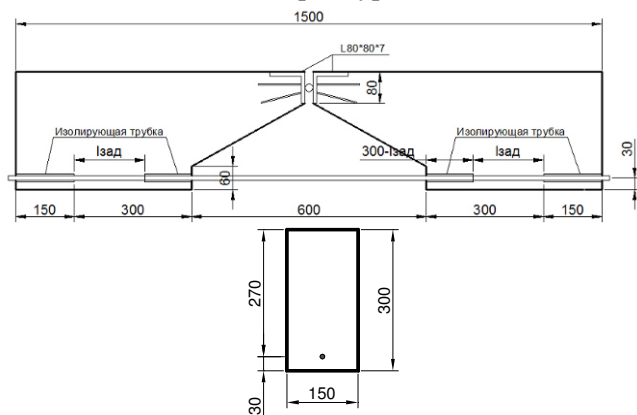


Рис. 1. Геометрические характеристики опытных балок

Поперечное сечение опытных образцов принято прямоугольным с размерами сторон  $b \times h = 150 \times 300$  мм. Длина образцов  $L=1500$  мм. Опытная балка в середине разделена на две части. Эффективная высота бетона (высота сжатой зоны бетона) зафиксирована путем установки стальных уголков в пределах высоты  $x_{eff}=80$  мм с шарниром между ними (рис. 1). В нижней части в пределах зоны чистого изгиба (в пределах 600 мм) бетон отсутствует. При этом в одной части заделки ( $l_{сад}$ ) композитная арматура находилась в контакте с бетоном, а в другой части (150 мм и  $300-l_{сад}$ ) сцепление искусственно исключалось (стержень помещался в изолирующую трубку). Попе-

речная и сжатая арматура отсутствует. Величина относительного пролета среза принята постоянной и равной 450мм.

Контроль геометрических параметров профиля арматуры производился при помощи штангельглубиномера до формования образцов (табл. 1).

Таблица 1

Параметры профилей арматуры опытных образцов

Производитель СПА	Диаметр тела стержня $d_{ном}$ , мм	Диаметр с профилем $D_{проф}$ , мм	Шаг навивки профиля $t$ , мм	Угол навивки профиля $\alpha$ , градусов
ООО «СтройКомпозит»	4	5.1	11.5	60
	6	7.0	11.5	60
	7.7	8.8	11.5	60
	8	9.0	11.5	60
	10	11	11	60
ЧП «МИНПЛАСТ»	5.5	5.5	2	80
	7.5	7.5	2	80
ООО «Научно-производственная компания «Бизнес-Континент»	5	7	11	25-30
	9,0	10.0	11	25-30
	9.5	10.5	11	25-30



Рис. 2. Деревянная опалубка для изготовления опытных образцов

Опытные образцы-балки изготавливали в разборной деревянной опалубке (рис.2) с формованием в горизонтальном положении (для арматуры). Бетонная смесь для опытных образцов изготавливалась

на растворобетонном узле строительной компании ИООО «Бел-Парс». Проектируемый класс бетона С30/37. Бетонирование производилось с уплотнением бетонной смеси штыкованием. После формирования предусматривалась выдержка их в опалубке в течении двух недель для набора прочности, достаточной для разупалубливания.

Для повышения точности испытаний и для установления равных условий для всех образцов, все образцы изготавливали из одного замеса и испытывали с минимальной разницей во времени. Опытные образцы-балки в процессе твердения находились под слоем регулярно увлажняемого слоя опилок, покрытого полиэтиленовой плёнкой для предотвращения испарения влаги.

Внешний вид опытного образца балки для испытания на сцепление с бетоном композитной арматуры представлен на рисунке 3.

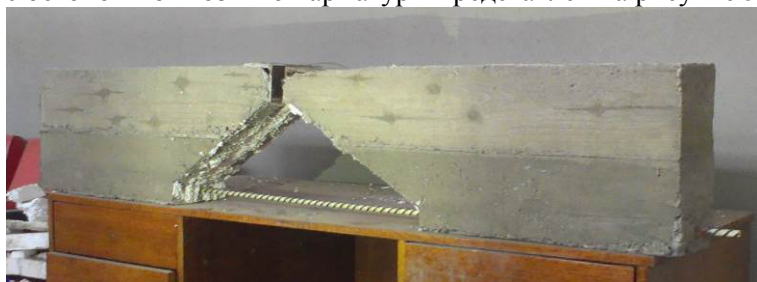


Рис. 3 – Внешний вид опытного образца ББ8-20

Испытания проводились на гидравлическом прессе кафедры ЖБК с расстоянием между двумя точками приложения нагрузки на балку 500 мм, расположенными симметрично относительно центра пролета. Расстояние от опоры до места приложения нагрузки принято 450мм.

Для изучения влияния диаметра и длины контакта с бетоном стеклопластиковых арматурных стержней на прочность сцепления с бетоном композитной арматуры различных производителей относительно бетона изгибаемых железобетонных элементов, контролировали характер разрушения опытных образцов и максимальную нагрузку, при котором сцепление стеклопластиковой арматуры с бетоном не нарушено ( $P_{max}$ ); Внешний вид установки для проведения испытаний представлен на рисунке 4.



Рис. 4. Внешний вид установки для испытаний

Разрушение опытных образцов происходило в результате возникновения одного из трех случаев: проскальзывания арматуры относительно бетона, скалывания защитного слоя бетона (фото слайда) или разрыва композитной арматуры (рис. 5, 6, 7).



Рис. 5. Опытный образец после разрушения в результате разрыва арматуры



Рис. 6. Место разрыва арматуры



Рис. 7. Опытный образец после разрушения в результате скола защитного слоя бетона

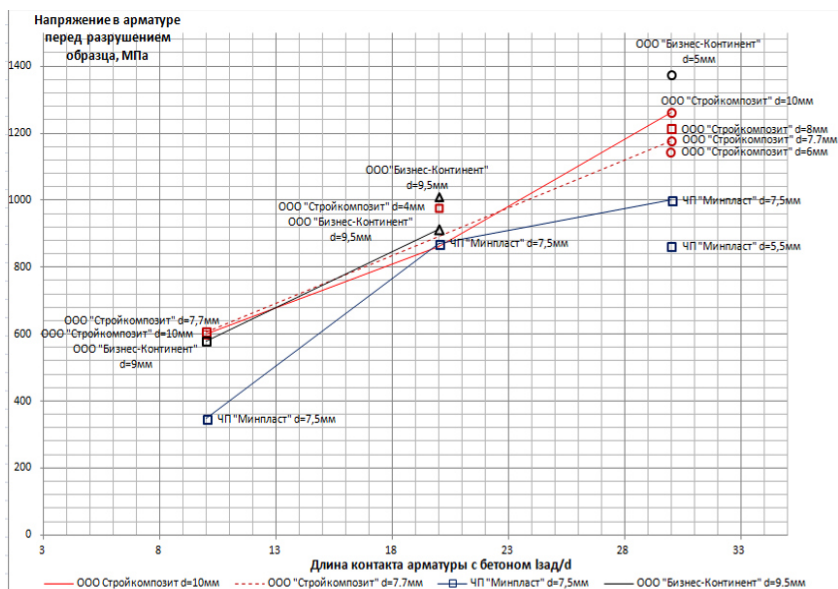


Рис. 8. График зависимости предельных напряжений в арматуре в момент разрушения образцов от длины контакта арматуры с бетоном

Предельная нагрузка перед разрушением образцов, зависела от величины заделки арматуры в бетон и диаметра стеклопластиковой арматуры. На представленном графике рисунка 8 красным цветом помечены образцы с арматурой производства ООО «Стройкомпозит», черным цветом – образцы с арматурой производства ООО «Бизнес-континент» и синим цветом – образцы с арматурой

частного предприятия «Минпласт». Маркер в виде квадрата обозначает разрушение образца по причине нарушения анкеровки арматуры в бетоне вследствие ее проскальзывания, маркер в виде кружочка обозначает, что образец разрушился по причине разрыва стеклопластиковой арматуры, и маркер в виде треугольника показывает на графике образцы, в которых разрушению предшествовал скол защитного слоя бетона арматуры.

Четыре опытных образца с длиной заделки арматуры в бетон равной  $30d$  разрушались по причине разрыва стеклопластиковой арматуры. Причем три образца из разрушившихся по причине разрыва арматуры были со стержнями производства ООО «Стройкомпозит» ( $\varnothing 6\text{мм}$ ,  $\varnothing 7,7\text{мм}$  и  $\varnothing 10\text{мм}$ ), и один образец с арматурой производства ООО «Бизнес-континент» ( $\varnothing 5\text{мм}$ ). Стоит отметить, что один образец с длиной заделки  $30d$  и с арматурой производства ООО «Стройкомпозит» ( $\varnothing 8\text{мм}$ ), который разрушился вследствие проскальзывания арматуры относительно бетона, достиг предельной нагрузки перед разрушением, соответствующей напряжениям в арматуре  $\sigma = 1213\text{МПа}$ . Учитывая, что данное значение соответствует декларируемому производителем временному сопротивлению разрыва стеклопластиковой арматуры, можно сделать вывод, что арматура в предельном состоянии перед разрушением образца, была близка к разрыву.

Наиболее низкие показатели сцепления арматуры с бетоном показали образцы с арматурой производства частного предприятия «Минпласт», в которых разрушение балок со всеми длинами контакта стержней с бетоном сопровождалось проскальзыванием арматуры относительно бетона.

Так, с увеличением длины контакта арматуры с бетоном с  $10d$  до  $30d$  предельное усилие на загруженном конце арматуры ( $N_{\text{max}}$ ) для образцов со стержнями производства ЧП «Минпласт» увеличилось от значения, соответствующего напряжениям  $347\text{МПа}$  до значений, соответствующим напряжениям  $1000\text{МПа}$ . Для сравнения, максимальные напряжения в арматуре перед разрушением образцов со стержнями производства ООО «Стройкомпозит» и ООО «Бизнес-континент» увеличивались с увеличением длины контакта от  $10d$  до  $30d$  от значений  $\approx 600\text{МПа}$  до  $1150\dots 1350\text{МПа}$ .

Диаметр арматуры образцов не оказывал значительного влияния на величину предельной нагрузки перед разрушением.

Анализируя данные испытаний, можно сделать вывод, что для обеспечения работы стеклопластбетонных конструкций с полным расчетным сопротивлением в арматуре, требуемая длина анкеровки стеклопластиковой арматуры производства ООО «Стройкомпозит» и ООО «Бизнес-Континент» составляет  $\approx 30d$ . Для случая с арматурой производства частного предприятия «Минпласт», длина заделки  $30d$  не достаточна для обеспечения работы стеклопластбетонных конструкций с полным расчетным сопротивлением в арматуре. С целью разработки предложений по расчетной оценке длины анкеровки стеклопластиковой арматуры, ведется анализ данных измерения перемещений арматуры относительно бетона.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Тур В.В., Малыха В.В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием стеклопластиковыми и стальными стержнями // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди.– Збірник наукових праць, Вип. 24, 2012.– Рівне.– с. 271–281.
2. ModelCode 2010.
3. Фролов, Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н.П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. - 104с.
4. Николаев, Е. Применение композитных материалов в строительстве в мире. Потенциал роста в России / Е. Николаев // ООО «Гален» [Электронный ресурс] – 2011. –
5. Неметаллическая арматура: опыт разработки и применения неметаллической арматуры в СССР и за рубежом // Технологической группы «ЭКИПАЖ» (Украина, Харьков) [Электронный ресурс] – 2009.

## **НАЗНАЧЕНИЕ КРИТЕРИЕВ К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ**

*ШАЛОБЫТА Н.Н., ШАЛОБЫТА Т.П.,  
ПОЛОНСКИЙ М.Ч., ЦАРУК О.Г.*

Брестский государственный технический университет  
Брест, Беларусь

### **Реферат**

В статье приводится общая характеристика нелинейных методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций и основные зависимости для определения параметров их расчета.

### **Введение**

Большинство строительных материалов, в том числе и железобетон, не обладает идеально упругими свойствами. В конструкциях из таких материалов, помимо упругих, проявляются неупругие деформации, вызывающие в элементах конструкций необратимые изменения, существенно влияющие на характер распределения усилий, при этом может быть столь существенно, что расчет конструкций как упругих систем, даже приближенно не отражает их действительной работы. Как отмечается в [16], неупругие деформации перераспределяют усилия в конструкциях, при этом наряду с естественно возникающим перераспределением, которое мы только предвидим и оцениваем, целесообразно искусственное перераспределение, или, что то же важно, регулирование усилий в статически неопределимых системах для улучшения их эксплуатационных свойств.

В практике проектирования, как известно, для расчета статически неопределимых конструкций, пользуются строительной механикой упругих систем. Однако для правильной оценки несущей способности, трещиностойкости и деформаций реальных конструкций требуется учет неупругих свойств материалов. Учет явления перераспределения однозначно полезен для практического проектирования, так как позволяет разгрузить наиболее загруженные зо-



ны конструкции (например жесткое сопряжение балки с колонной в рамной конструкции), тем самым решая стандартные формы армирования сложных конструктивных узлов, а это в свою очередь экономит материальные затраты и трудовые ресурсы и, как результат – позволяет получить существенный технико-экономический эффект, который еще далеко не полностью реализуется при проектировании.

В соответствии с требованиями норм [15] при проектировании железобетонных конструкций допускается использовать различные расчетные методы, выбор которых в основном определяется не только квалификацией проектировщика, классом ответственности сооружений, видом несущих конструкций, физико-механическими свойствами материалов, сколько затратами на получение готового продукта при заданном индексе надежности. Поэтому, идеализируя при проектировании железобетонную конструкцию, по существу ее заменяют теоретической моделью, которая отвечает и позволяет себя рассчитывать основываясь на определенную технику и методику расчета.

Согласно [12, 13] различают следующие расчетные модели позволяющие определить как внутренние усилия в конкретном сечении элемента, так и его напряженно-деформированное состояние:

— упругая – линейно-упругий расчет;

— нелинейная:

а) линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением усилий;

б) нелинейный расчет;

— модели расчетов основанные на положениях теории пластичности.

Для расчетов статически определимых железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний, как правило применяют наиболее простую расчетную модель линейно-упругого метода. При этом, не смотря на то, что появляются некоторые несоответствия в рамках принятых норм [14] положений метода предельных состояний, связанные с методами расчета по первой и второй группам предельных состояний, на расчет конкретного сечения примененная методика влияния практически не оказывает [15]. Как показывает анализ, выполненный в работе [13], данное несоответствие приводит к ошибкам в «безопасную» сторону, опре-

деляя некоторый лишний предел безопасности. Применение линейно – упругого расчета разумно при низких значениях нагрузок, но с увеличением нагрузки вследствие появления трещин и развития пластических деформаций данная методика теряет свою актуальность.

В статически неопределимых железобетонных конструкциях происходит перераспределение усилий, связанное в основном с изменением жесткостных характеристик сечений при росте нагрузки, поэтому большинство норм рекомендуют использовать наиболее простые методы расчета с ограниченным перераспределением усилий, которые так же позволяют оценить перераспределение как усилий, так и деформаций конструкций в целом.

Используя отмеченный выше линейно-упругий метод при расчетах статически неопределимых конструкций, обычно предполагает их расчет как упругих систем с последующим ограничением перераспределения усилий, которое в основном заключается в уменьшении опорных и увеличении пролетных изгибающих моментов (т.е. изменении НДС нормальных сечений). При этом считается, что возможно снизится расход арматуры, сократится трудоемкость изготовления монтажных узлов, увеличится пролет конструкций, без изменения размеров поперечного сечения и т.д. Следует, однако иметь в виду, что перераспределение усилий в отдельных сечениях оказывает влияние не только на их величину, но и на общую деформацию конструкции (прогиб, угол поворота, ширину раскрытия трещин). Необходимо еще отметить, что в руководстве [15] допускается при линейно-упругом методе расчета неограниченное перераспределение усилий при расчете по прочности, при соблюдении ограничений по предельным состояниям второй группы. При этом учитывается, что способность к пластическому деформированию опорных сечений столь велика, что отсутствует опасность их разрушения раньше достижения полного перераспределения усилий. Однако, как показывает практика расчетов и проектирования, в некоторых случаях разрушение опорных сечений все же происходит раньше, чем моменты в пролетных сечениях достигают предельных значений. Поэтому данный вопрос остается не решенным и величина допустимого значения перераспределения остается открытой [4].

Сложности в учете перераспределения моментов заключаются в обеспечении достаточной пластичности сечения в момент, когда

будет происходить то самое перераспределение моментов. Нормы проектирования в данной ситуации разошлись во мнении: ACI 318 [10] например дает четкие рекомендации по деформационным характеристикам применяемой арматурной стали (не менее 7500 «микродеформации»), BS 8110 [12] и EC2 [16] увязывают процент перераспределения моментов с положением нейтральной оси. В рекомендациях [13] и нормах [16] содержится два вида ограничения перераспределения усилий при расчетах по прочности – линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением и нелинейный расчет. В первом случае указывают пределы изменения коэффициента ограничения перераспределения моментов  $\delta \leq 1$ ; во втором случае ограничивается пластический поворот в критических сечениях  $\theta_{pl} \leq \theta_u$ .

В руководстве для проектировщиков [9], допускается не более чем 30%-ное перераспределение моментов для жестких конструкций и в тех ситуациях, когда с достаточной точностью можно определить угол предельного поворота сечения. В ином случае, перераспределение моментов не применяется.

Согласно линейно-упругого метода с ограниченным перераспределением, основная зависимость для определения величины перераспределения изгибающих моментов имеет вид:

$$\delta \geq \delta_{\min} \quad (1)$$

где:  $\delta$  – коэффициент ограничивающий перераспределение усилий.

Выполнение условия (1) означает, что в критическом сечении появляется т.н. «пластический шарнир», обеспечивающий пластический поворот сечения. В классической литературе [1] понятие «пластического шарнира» означает некоторую идеализацию НДС состояния конструкции, при достижении в волокнах сжатого бетона и растянутой арматуры определенного уровня деформаций ( $\epsilon_{cc} \leq \epsilon_{cu}$  и  $\epsilon_{st} \geq \epsilon_{sy}$ ) соответственно. Однако, необходимо отметить, что эффект «пластического шарнира» является результатом чрезмерных деформаций сконцентрированных на малой длине элемента, что приводит к существенному изменению (возрастанию) кривизны оси элемента на участках располагающихся в непосредственной близости к критическому сечению, поэтому применение методики ограничения изгибающих моментов позволяет только лишь выполнять прочностные расчеты (первой группы ПС) но не позволяет оценить

в расчетах условия обеспечения требований второй группы предельных состояний [4].

В соответствии с положениями, изложенными в различных нормах, коэффициент  $\delta_{min}$ , ограничивающий перераспределение изгибающих моментов в основном зависит от вида бетона ( $\epsilon_{cu}$ ), вида и класса арматуры, процента армирования, геометрических размеров элемента (таблица 1А). Данные ограничения используются для того, чтобы гарантировать достаточную степень пластичности. Так при увеличении процента армирования увеличивается и отношения  $x/d$  и следовательно, оказывает влияние на пластичность сечения [9].

В отличие от линейно-упругого метода, упруго-пластический метод расчета (пластический расчет по [16]) в основном применяется при расчете конструкции в целом и позволяет не только учитывать физическую нелинейность зависимостей для материалов (полные диаграммы деформирования), но и геометрическую нелинейность, применительно только для бесконечного количества назначенных в элементе сечений.

Таблица 1

Сравнение зависимостей для определения границ перераспределения изгибающих моментов

Нормы	Предельное значение
1	2
<b>А) линейно – упругий метод с ограничением моментов <math>\delta_{min}</math></b>	
ТКП EN [6]	$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d$ , если $f_{ck} \leq 50$ МПа; (5.10a)
	$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d$ , если $f_{ck} > 50$ МПа; (5.10b)
	$\delta \geq k_5$ , если используется арматура класса В и С, для арматурной стали класса А перераспределение не допускается. Значения $k_1, k_2, k_3, k_4, k_5$ для использования в конкретной стране указываются в национальном приложении. Рекомендуемые значения следующие: $k_1 = 0,44; k_2 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2}); k_3 = 0,54; k_4 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2}); k_5 = 0,85$ .
EN1992 [16] (рисунок 1)	$0.44 + \left[ 0.6 + \frac{0.0014}{\epsilon_{cu}} \right] \cdot \xi$ $\delta_{min} \geq 0.7$ – для сталей с $\epsilon_{uk} \geq 7.5 \%$ $\delta_{min} \geq 0.8$ – для сталей с $\epsilon_{uk} \geq 5 \%$

1	2
CEB-FIP [13]	$0.44+1.25 \xi$ $\delta_{min} \geq 0.75$ – для несмещаемых каркасов $\delta_{min} \geq 0.9$ – для смещаемых каркасов
<b>Б) упруго-пластический метод с ограничением углов поворота <math>\theta_p</math> (<math>\theta_{pl}</math>)</b>	
EN1992 [16]	$\theta_{p1,d} \cdot K_\lambda$ где $K_\lambda = \sqrt{\frac{\lambda}{2}}$ ; $\lambda = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,d}}$
Riva and Cohn [18]	Для загрузки в виде сосредоточенной силы при $\frac{\phi_{yu}}{\phi_{yy}} \leq 7$ ; $\theta_p = (0,39 - \frac{7}{800\omega}) \left(\frac{\phi_{yu}}{\phi_{yy}}\right)^{-0,9} \phi_{yu} \cdot z$ при $\frac{\phi_{yu}}{\phi_{yy}} > 7$ ; $\theta_p = \left(\frac{5,4}{100}\right) \phi_{yu} \cdot z$
	Для загрузки в виде распределенной нагрузки при $\frac{\phi_{yu}}{\phi_{yy}} \leq 7$ ; $\theta_p = (0,58 - \frac{3}{800\omega}) \left(\frac{\phi_{yu}}{\phi_{yy}}\right)^{-0,9} \phi_{yu} \cdot z$ при $\frac{\phi_{yu}}{\phi_{yy}} > 7$ ; $\theta_p = \left(\frac{5,0}{100} + \frac{6,5}{1000} \frac{\phi_{yu}}{\phi_{yy}}\right) \phi_{yu} \cdot z$
CEB-FIP [13]	$\theta_{pl} = \int_0^{l_{pl}} \frac{\delta}{d-x} \left(1 - \frac{\sigma_{sr1}}{f_{yk}}\right) [\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sy}] da;$ где $\delta \approx 0,8$
ТКП EN [6]	<b>п. 5.6.3</b> В областях пластических шарниров для бетонов класса прочности $C^{50/60}$ и ниже величина $x_u/d$ должна составлять не более 0,30, а для бетонов класса прочности $C^{55/67}$ и выше — не более 0,23.
Baker and Amarakone [11]	$\theta_p = 0,8(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cy})k_1k_3\left(\frac{x}{d}\right);$ где $k_1k_3 = 0,5$ $\varepsilon_{cu} = 0,0015 \left[1 + 150\rho_s + (0,7 - 10\rho_s)\frac{d}{c}\right]$
Mattock [17]	$\theta_p = \left(\phi_u - \phi_y \frac{M_u}{M_y}\right) \left(1 + \left(1,14 \sqrt{\frac{x}{d}} - 1\right) \left(1 - \left(\frac{\omega - \omega'}{\omega_b}\right) \sqrt{\frac{d}{16,2}}\right)\right) \frac{d}{2};$ $\varepsilon_{cu} = 0,003 + \frac{0,5}{x};$

1	2
Кузьмичев [2]	$\theta_p = \frac{X_k}{B_k} l_{TKi}$ <p>где <math>X_k</math> и <math>B_k</math> - соответственно лишняя неизвестная в СНС и жесткость на участках с ненапрягаемой арматурой,  <math>l_{TK}</math> - некоторая длина, численно равная величине расстояния между трещинами при чистом изгибе</p>
Corley [14]	$\theta_p = \left( \phi_u - \phi_y \frac{M_u}{M_y} \right) \left( 1 + \frac{0,4 x}{\sqrt{d}} \right) \frac{d}{2}$ $\varepsilon_{crk} = 0,003 + 0,02 \frac{b}{x} + \left( \frac{\sigma_y f_y}{20} \right)^2$

Применение полных диаграмм деформирования материалов, позволяет перейти от упрощенной диаграммы «момент-кривизна» («момент-прогиб»), к их нелинейным диаграммам, позволяющим учесть трещиностойкость и совместную работу бетона и арматуры на участках между трещинами [4].

Область применимости нелинейных статических методов расчета, определяется зоной неупругого деформирования, т.е. длиной возможного образования пластического шарнира в конкретном опасном сечении («пластический поворот»). При этом, согласно требований [7], необходимо выполнять расчет угла пластического поворота и сравнивать с установленным его допускаемым значением:

$$\theta \leq \theta_p \quad (2)$$

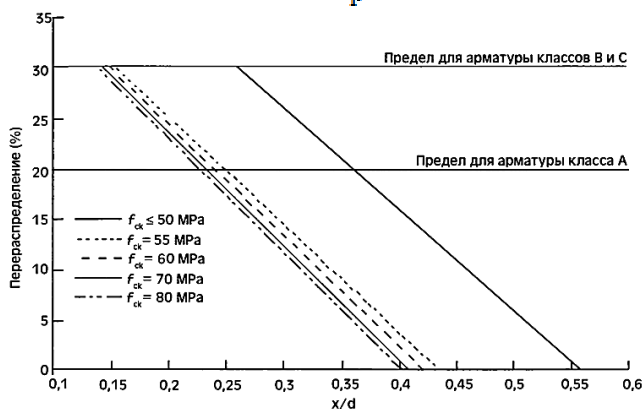


Рис. 1. Перераспределение моментов и ограничение величины согласно [9, 16]

В данной зависимости угол поворота на длине зоны пластического шарнира можно определить исходя из условия:

$$\theta = \int_0^{l_{\text{tot}}} \left[ \bar{M}_x \left( \frac{1}{r} \right) \right] dx \quad (3)$$

где:  $\bar{M}_x$  – момент от единичной силы в сечении;

$\left( \frac{1}{r} \right)_m$  – средняя кривизна оси элемента на участке между трещинами

Вопрос по определению предельного угла поворота и методики его расчета остается открытым. В таблице 1 (Б) приведены основные зависимости для определения предельного значения угла поворота по различным нормам и методикам.

### **Заключение**

В настоящее время почти во всех указаниях по расчету и проектированию железобетонных конструкций в большей или меньшей степени допускается учитывать явления перераспределения усилий. Расширению применения новых методов способствует то обстоятельство, что в существующих международных документах рекомендуется принимать во внимание изменение в распределении усилий, вызванное возникновением трещин и пластическими свойствами конструкций [3].

Несмотря на выполненные в мировой практике исследования железобетонных элементов и конструкций, в настоящее время вопрос перераспределения усилий остается актуальным. В связи с внесением в новые нормы проектирования железобетонных конструкций [1, 6] стальной арматуры класса S500 [8] и исключением из сортамента арматуры класса S400, очевидным становится необходимость уточнения установленных базовых условий и ограничений, накладываемых на железобетонные конструкции при их проектировании с учетом нелинейной работы. В отличие от арматурных сталей с ярко выраженной площадкой текучести (S240, S400), арматурная сталь S500, являясь термомеханически упрочненной, обладает более высокими прочностными, но более низкими деформационными характеристиками, что требует отдельного внимания при проектировании по европейским нормам с использованием местных строительных материалов, рассчитываемых с учетом развития неупругих деформаций [5].

## ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции. СНБ 5.03.01-02,- с изменениями 1, 2, 3, 4. –Мн.: Стройтехнорм, 2002 – 274 стр.
2. Кузьмичев А.Е. Исследование влияния пластических деформаций сжатого бетона на перераспределение усилий в железобетонных рамах. Труды НИИЖБ, вып. 17. Исследования по теории железобетона Госстройиздат, 1960.
3. М. Тихий, Й. Ракошик Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. Перераспределение усилий перевод с чешского Б.М. Сергеенко 1976г.
4. Н.Н. Шалобыта, М.Ч. Полонский, Т.П. Шалобыта, А.В. Масилевич. Границы перераспределения усилий в железобетонных конструкциях // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(79): Строительство и архитектура. – С. 131–135.
5. Н.Н. Шалобыта, М.Ч. Полонский. Исследование перераспределения усилий в изгибаемых балочных элементах, армированных стальной арматурой класса S500// Сборник научных статей XIX Международного научно-методического семинара – Брест, 23-24 октября 2014г. / М-во образования Респ. Беларусь, УО «Брестский государственный технический университет». – Брест, 2014. – Ч.1. – С.305-311.
6. Проектирование железобетонных конструкций» ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч.1-1: Общие правила и правила для зданий.
7. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций - М.: Стройиздат, 1975-191с. (Лемыш см. п.2.)
8. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. СТБ 1704-2012 – Мн.: Госстандарт РБ, 2013 – 16 стр.
9. Э.В. Биби, Р.С. Нараянан. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: проектирование железобетонных конструкций перевод с английского. 2-е издание – Москва, 2013.
10. American Concrete Institute. ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2002.



**НАЗНАЧЕНИЕ МИНИМАЛЬНОГО ПРОЦЕНТА  
АРМИРОВАНИЯ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С  
ПРИМЕНЕНИЕМ НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКИ СОГЛАСНО  
ЕВРОПЕЙСКИХ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

*ШАЛОБЫТА Н.Н., ДЕРКАЧ Е.А., ШАЛОБЫТА Т.П.*

Брестский государственный технический университет  
Брест, Беларусь

Современная строительная индустрия предусматривает экономию ресурсов и материалов в процессе строительства, в первую очередь за счет применения новых эффективных конструктивных решений для возводимых зданий. Одним из эффективных решений, направленных на снижение стоимости 1 м<sup>2</sup> полезной площади, является разработанное в БрГТУ конструктивное решение перекрытия [1, 2], имеющего в своей структуре сферические пустотообразователи из дешевого вторичного пластика и элементы несъемной опалубки из ЦСП (цементно-стружечных плит).

По результатам проведенных испытаний [3] установлено, что при расчете и проектировании предложенных конструкций, определяющим является учет работы несъемной опалубки из ЦСП совместно с бетоном конструкции и конструктивные требования, предъявляемым к ним для обеспечения требований I (ULS) и II (SLS) групп предельных состояний. При этом, одной из первоочередных задач, является назначение минимального процента для их армирования, позволяющих обеспечить требования как эксплуатационной пригодности (SLS), так и требования по несущей способности (ULS).

Известно, что сечение считается железобетонным, если количество арматуры в сечении будет установлено не ниже минимального, в противном случае разрушение элемента произойдет хрупко, мгновенно от разрыва бетона растянутой зоны. Различные нормы по проектированию железобетонных элементов предлагают назначать, рассчитанную из условий I группы предельных состояний площадь сечения арматуры, не ниже минимальной площади сечения армату-

ры, исходя из заданного в нормах минимального процента армирования в том случае, если более точный расчёт не покажет, что можно использовать меньшее количество стали для данного сечения (например, исходя из расчёта по трещинообразованию). При этом в нормативных документах различных стран имеются собственные установленные критерии к назначению минимальной площади сечения арматуры. Так в СНиП [4] и СП [5], для определения минимального процента армирования заложен принцип равнопрочности бетонного и армированного сечений элемента. Такой подход был впервые предложен для элементов из тяжёлого бетона Р. Залигором и в дальнейшем усовершенствован К.С. Завриевым, А.Ф. Лолейтом, К.В. Сахновским, В.И. Мурашёвым, М.А. Трифоновым, С.А. Беловым и др. При этом, минимальный процент армирования, не зависящий ни от каких характеристик применяемого материала, назначен в виде строго фиксированного числа.

Во многих зарубежных нормах по расчёту и проектированию железобетонных конструкций при назначении минимальной границы армирования, также заложен принцип равнопрочности бетонного и армированного сечения, но при этом в отмеченных нормах учитываются такие факторы, как вид и диаметр арматуры, класс бетона, класс арматуры, тип поперечного сечения и условия нагружения. В настоящее время базовая методика для определения минимальной площади сечения арматуры европейских норм едина. В таблице 1 приведены зависимости для определения минимального процента армирования принятые в различных нормах.

Таблица 1

Минимальные проценты армирования, установленные  
в различных нормах

Норма проектирования	Значение обозначений	Минимальный процент армирования	
		S400	S500
1	2	3	
DIN 1045-1 и DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2-2004 СНБ 5.03.01–	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ , для $f_{ck} \leq 50$ Мпа; $f_{ctm} = 2.12 \ln(1 + f_{cm}/10)$ , для $f_{ck} \leq 50$ Мпа	$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \\ 0.0013 \cdot b \cdot d \end{array} \right.$	
BS 8110-97	$f_y = f_{yk}$	—	

Продолжение таблицы 1

1	2	3
ACI 318-08	$f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_y = f_{yk}$	$A_{smin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot d \\ \frac{200}{f_y} \cdot b \cdot d \end{array} \right.$
AS 3600-01	$f_{cf}' = 0.6 \cdot \sqrt{f_c'};$ $f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_{sv} = f_{yk}$	$A_{smin} = 0.22 \cdot \left(\frac{D}{d}\right)^2 \cdot \frac{f_{cf}'}{f_{sv}} \cdot b \cdot d$
AS 3600-09	$f_{cf}' = 0.6 \cdot \sqrt{f_c'};$ $f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_{sv} = f_{yk}$	$A_{smin} = \alpha_b \cdot \left(\frac{D}{d}\right)^2 \cdot \frac{f_{cf}'}{f_{sv}} \cdot b \cdot d$ , где $\alpha_b = 20$ – коэффициент (таблица 2) [7].
CSA A23.3-04	$f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_y = f_{yk}$	$A_{smin} \geq 0.2 \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot h$
CP-65-99 CP-04	$f_y = f_{yk}$	–
IS 456-2000	$f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_y = f_{yk}$	$A_{smin} \geq \frac{0.85}{f_y} \cdot b \cdot d$
NZS 3101-06	$f_c' = f_{ck} + 8 \text{ МПа};$ $f_y = f_{yk}$	$A_{smin} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} \cdot b \cdot d;$ $A_{smin} \geq 1.4 \frac{b \cdot d}{f_y}$

Основное уравнение условия, для определения минимальной площади сечения арматуры согласно [6] записывается для элемента подверженного центральному растяжению, а далее интерпретируется для других видов напряжённого состояния путем применения различных коэффициентов, полученных чаще всего экспериментальным путем (таблицы 2 и 3):

$$\sigma_s \cdot A_{s.min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct,eff} \quad (1)$$

$$\text{откуда: } A_{s.min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct,eff} / \sigma_s \quad (2)$$

где:  $k$  – коэффициент, учитывающий геометрию сечения и фактор внешнего воздействия на данное сечение;

$k_c$  – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния сечения.

Таблица 2

Сравнительная таблица по определению коэффициента  $k$ 

Норма	<b>PN-B-03264: 2002</b>			
$k$	Деформации, вызванные внутренними факторами	Обычно		0,8
		Для стандартных сечений	$h < 300$ мм	0,8
			$h > 800$ мм	0,5
	Деформации, вызванные внешними факторами			1,0
Норма	<b>PN-EN 1992-1-1:2004 и PN-EN 1992-1-1: 2004+AC:2008</b>			
$k$	Стенка высотой $h < 300$ мм			1,0
	Полка шириной $b < 300$ мм			
	Стенка высотой $h > 800$ мм			0,65
	Полка шириной $b > 800$ мм			
Норма	<b>DIN EN 1992-1-1: 2004</b>			
$k$	Стенка высотой $h < 300$ мм			1,0
	Полка шириной $b < 300$ мм			
	Стенка высотой $h > 800$ мм			0,65
	Полка шириной $b > 800$ мм			
Норма	<b>DIN 1045-1: 2001-07 и DIN 1045-1: 2008 045-1: 2001-07 и DIN 1045-1: 2008</b>			
$k$	Деформации, вызванные внутренними факторами	$h < 300$ мм	$h = \min(h, b)$	0,8
		$h > 800$ мм		$h = \min(h, b)$

Представленное выше выражение (1 и 2) по сути является с одной стороны условием, удовлетворяющим требования по образованию трещин, с другой стороны прочностным условием для работы арматурного стержня на растяжение, то есть не допускает наступления в ней необратимых деформаций при ограничении ширины раскрытия трещин.

Для установления минимального процента армирования, напряжения в арматуре назначают или из расчета по 1-ой группе предельных состояний, то есть равными физическому пределу текучести, или более точно используя условия второй группы предельных состояний, а именно ограничение по ширине раскрытия трещин.

Таблица 3

Сравнительная таблица по определению коэффициента  $k_c$ 

Норма	<b>PN-B-03264: 2002</b>		
$k_c$	Осевое растяжение		1.0
	Изгиб		0.4
Норма	<b>PN-EN 1992-1-1: 2004</b>		
$k_c$	Чистое растяжение		1.0
	Изгиб либо изгиб с осевой силой	Прямоугольные сечения и стенки сечений	$0.4 \cdot \left( 1 + \frac{\sigma_s}{k_1 \cdot \frac{h}{N} \cdot f_{ct,eff}} \right) \leq 1.0$
		Полки сечений	$0.9 \cdot \left( \frac{F_{cr}}{f_{ct,eff} \cdot A_c} \right) \geq 0.5$
Норма	<b>PN-EN 1992-1-1:2004+AC:2008 и DIN EN 1992-1:2004</b>		
$k_c$	Чистое растяжение		1.0
	Изгиб либо изгиб с осевой силой	Прямоугольные сечения и стенки сечений	$0.4 \cdot \left( 1 + \frac{\sigma_s}{k_1 \cdot \frac{h}{N} \cdot f_{ct,eff}} \right) \leq 1.0$
		Полки сечений	$0.9 \cdot \left( \frac{F_{cr}}{f_{ct,eff} \cdot A_c} \right) \geq 0.5$
Норма	<b>DIN 1045-1:2001-07 и DIN 1045-1:2008</b>		
$k_c$	Чистое растяжение		1.0
	Изгиб либо изгиб с осевой силой	Прямоугольные сечения и стенки сечений	$0.4 \cdot \left( 1 + \frac{\sigma_s}{k_1 \cdot \frac{h}{N} \cdot f_{ct,eff}} \right) \leq 1.0$
		Полки сечений	$0.9 \cdot \left( \frac{F_{cr}}{f_{ct,eff} \cdot A_c} \right) \geq 0.5$

Нормами [6] установлено максимально возможное значение напряжений  $\sigma_s$ , равное  $\sigma_{s,lim}$  и интерпретируется как напряжение, принятое в растянутой арматуре сразу после появления трещин, и которое зависит от допустимой ширины раскрытия трещин. Как отмечено выше, максимальное значение напряжений  $\sigma_s$  в арматуре

является характерной границей пластичности  $f_{yk}$ , но при условии ограничения ширины раскрытия трещин

$$W_k \leq W_{lim} = \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot S_{rm} \quad (3)$$

где:  $S_{rm}$  - среднее расстояние между трещинами;

$\varepsilon_{sm}$  - средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;

$\beta$  - коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней, следует принимать меньшее значения допустимого напряжения.

### Экспериментально-теоретические исследования.

Как показали проведенные экспериментальные исследования изгибаемых балочных и плитных железобетонных элементов с несъемной опалубкой из ЦСП, в зависимости от количества арматуры в сечении элемента, изменяется картина его трещинообразования и разрушения. При низком проценте армирования в момент появления первой трещины, которая появляется в ЦСП, происходит мгновенное хрупкое разрушение бетонного элемента, за счет значительного развития пластических деформаций в растянутой арматуре. Для элементов с более высоким процентом армирования до момента появления трещины в ЦСП, образуются «волосяные трещины» в теле бетона растянутой зоны, и после появления трещины в ЦСП, элемент разрушается аналогично обычному железобетонному элементу.

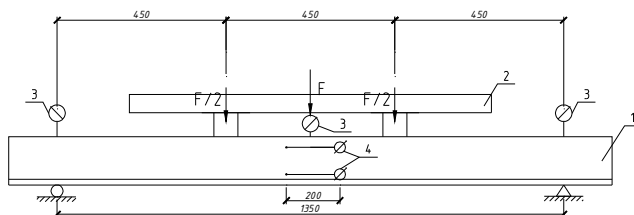
Таблица 4

Номенклатура опытных образцов

Серия	№ образца	Принятое армирование	Геометрические характеристики образцов $b \times h$ , мм	Класс бетона	Процент армирования $\rho_l = A_{st}/b d$ %
1	2	3	4	5	6
I	БП-I-I	2Ø8 S500	120x190	C16/20	0,56
	БП-I-II	2Ø12 S500	120x190	C16/20	1,2
II	Б-II-I	2Ø14 S500	120x190	C16/20	1,35
	Б-II-II	2Ø16 S500	120x190	C16/20	1,76
	Б-II-III	2Ø18 S500	120x190	C16/20	2,22

Для выяснения значения минимального процента армирования в испытательном цехе УО «Брестский государственный технический

университет» выполнены испытания балочных образцов (таблица 4) с целью определения минимального процента армирования для элементов с несъемной опалубкой из ЦСП. Результаты испытаний представлены на рисунках 3 и 4.



1 – опытная балка; 2 – траверса; 3 – прогибомер; 4 – индикаторы часового типа  
Рис. 1. Схема испытательной установки



Рис. 2. Вид балок после разрушения

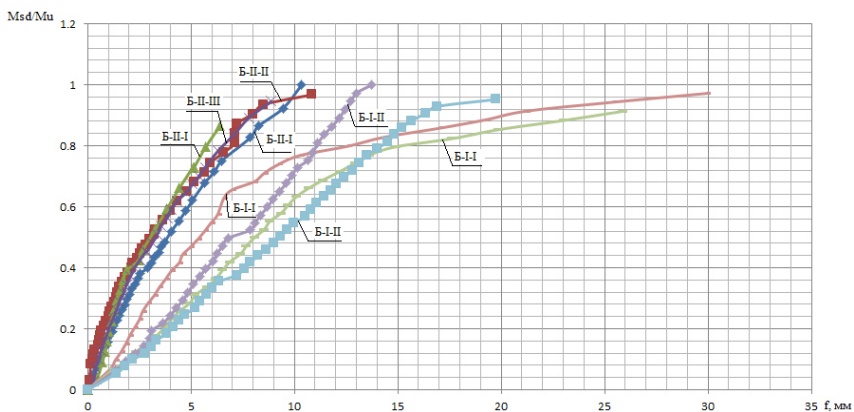


Рис. 3. График «момент-прогиб»

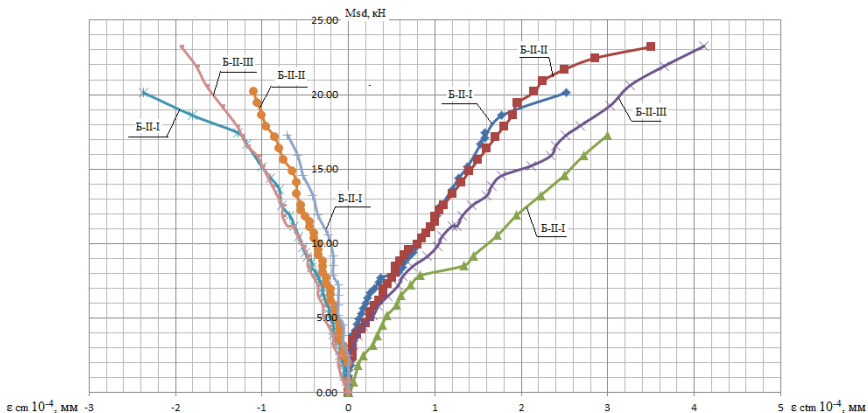


Рис. 4. График «момент – относительные деформации в бетоне»

Анализ графика средних относительных деформаций в бетоне растянутой зоны и в листе ЦСП (рисунок 4), также находящихся в растянутой зоне показывает влияние процента и вида армирования на напряженно-деформированное состояние балки. До появления первых трещин в бетоне растянутой зоны, при уровнях нагрузки около  $0,25 \cdot M_{VStcr}$  материалы деформировались линейно. Средние относительные деформации, как в бетоне растянутой зоны, так и в ЦСП, имели практически линейный характер распределения.

Из анализа графика также установлено, что после появления трещины в бетоне средние относительные деформации в нем на участке между трещинами сдерживались деформативностью ЦСП, что отражается изменением угла наклона диаграммы после приложения усилия свыше 20 кН·м.  $\epsilon_{fmt} 10^{-4}$ , мм

Исходя из графиков средних относительных деформаций в ЦСП установлена аналогичная картина деформирования, при этом очевидно, что при достижении средних относительных деформаций величины 9-13 % происходит разрушение листа ЦСП, что подтверждается экспериментальными исследованиями при испытании ЦСП на изгиб [3].

Очевидно, что в случае чистого изгиба элементов с несъемной опалубкой в отмеченной выше формуле (1), необходимо уточнить ряд параметров: во первых эффективную прочностную характеристику материала на растяжение  $f_{ct,eff}$ , во вторых ряд коэффициентов применяемых для уравнивания внутренних усилий, так как при



изгибе в отличие от осевого растяжения, нельзя утверждать, что усилие в растянутой арматуре равняется усилию в окружающем ее бетоне перед образованием трещины в связи с тем, что в общем случае на величину усилий оказывает влияние изменения плеча внутренней пары сил.

Как показали экспериментальные исследования, первые трещины появляются в растянутой зоне бетона, непосредственно примыкающей к ЦСП без повреждений, при этом ЦСП продолжает деформироваться. Учитывая последнее, для определения минимального процента армирования была принята следующая схема работы материалов (рисунок 5).

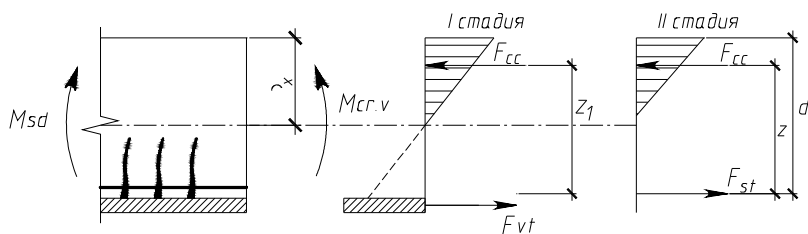


Рис. 5. К определению коэффициента  $k_v$

С одной стороны в случае чистого изгиба перед образованием трещин в листе ЦСП:

$$M_{cr.v} = F_{vt} \cdot z_1 = f_{vt,eff} \cdot A_{vt,eff} \cdot z_1 \quad (4)$$

где:  $z_1$  – плечо пары сил;

$f_{vt,eff}$  – сопротивление листа ЦСП изгибу;

$A_{vt,eff}$  – эффективная площадь поперечного сечения в растянутой зоне.

С другой стороны, непосредственно после появления трещин, условие можно записать в виде:

$$M_{cr} = F_{st} \cdot z = \sigma_{st} \cdot A_{st,min} \cdot z. \quad (5)$$

Приравняв данные условия (4 и 5) и приняв в качестве  $\sigma_s = \sigma_{s,lim} = f_{yk}$  получим условие для определения  $A_{st,min}$ . Однако, как уже выше отмечалось выше имеются различные факторы, влияющие на равновесие внутренних усилий. Поэтому, аналогично, как принято в формуле (2), условие для определения минимальной площади арматуры примет вид:

$$A_{s,\min} = k \cdot k_c \cdot k_v \cdot \frac{f_{vt,\text{eff}}}{f_{yk}} \cdot A_{vt,\text{eff}} \quad (6)$$

где:  $k_v$  – коэффициент, учитывающий совместную работу листа ЦСП с бетоном;

$f_{yk}$  – нормативное сопротивление арматуры.

Первое экспериментальное исследование установило, что в качестве  $f_{vt,\text{eff}}$  следует принимать значение равное  $f_{vtm} \approx 11$  МПа. В свою очередь, значение коэффициента  $k_v$  будет равным в пределах 1.57-1.6.

Проведенные экспериментально-теоретические исследования позволяют сделать следующие выводы:

Определение минимального процента армирования имеет важное значение при расчете композитных элементов с применением несъемной опалубки из ЦСП.

Применением стандартной методики норм [8] по определению минимального процента армирования данных композитных железобетонных элементов является некорректной.

Применение композитных перекрытий с применением несъемной опалубки из ЦСП с учетом минимального процента армирования, может позволить рационально применяться данные перекрытия, экономя материалы и ресурсы.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Шалобыта, Н.Н. Плоское многпустотное безбалочное железобетонное перекрытие / Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28-29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол.: Д.Н. Лазовский [и др.]. Новополоцк, 2012. Ч.1. - С. 116–125.

2. Шалобыта, Н.Н. Эффективное решение плоского безбалочного железобетонного перекрытия с применением элементов системы VST / Н.Н. Шалобыта, В.В. Тур, Е.А. Деркач // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь 28-29 нояб. 2012 г.: в 2 ч. / ПГУ Новопол.: редкол.: Д.Н. Лазовский [и др.]. Новополоцк, 2012. Ч.1. - С. 89–90.

3. Н.Н. Шалобыта, Е.А. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 97–102.

4. СНиП 2.03.01.-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП II-21-75; Введ. 01.01.86. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 79 с.

5. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Свод правил. – актуализированная редакция СНиП 52-01-2013. Москва 2012. – 156 с.

6. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч. 1-1: Общие правила и правила для зданий.

7. Шалобыта, Н.Н. Исследование минимального процента армирования для железобетонных элементов с несъемной опалубкой из цементно-стружечных плит / Н.Н. Шалобыта, Е.А. Деркач // Перспективы направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: сборник науч. статей, XIX междунар. науч.методич. семинара., Брест, 23-25 октября 2014 г.: УО БрГТУ; редкол.: С.М. Семенюк [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2014. – Ч.1 – 362 с.

8. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 503.01-02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4, 5. - Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.

УДК 624.012.45

## **НАЗНАЧЕНИЕ ТОЛЩИНЫ ЗАЩИТНОГО СЛОЯ БЕТОНА ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ТНПА РБ И ТКП EN 1992 ЕВРОКОД-2**

*ШИЛОВ А.Е., ШИЛОВ А.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Согласно приказу № 340 от 10.12.2014 Министра архитектуры и строительства Республики Беларусь с 1 января 2015 г. проектирование монолитных железобетонных конструкций на возведение зда-

ний и сооружений следует выполнять по ТКП EN 1992 Еврокод-2, разработанному на основе европейского стандарта.

Особенность нынешней ситуации заключается в том, что в настоящее время одновременное действие СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции [1] и ТКП EN 1992-1-1-2009 “Еврокод – 2. Проектирование железобетонных конструкций: Часть 1 – 1. Общие правила и общие правила для зданий”[2] узаконено информационным письмом Министерства архитектуры и строительства РБ от 12.03.2010 г.

Цель настоящей работы – анализ требований нормативных документов [1] и [2] и их особенностей по назначению номинальной толщины защитного слоя бетона при проектировании ЖБК. Согласно п.11.2.9. [1] и 4.4.1.2 (1P, 2P) [2], минимальная толщина защитного слоя бетона  $C_{min}$  должна обеспечить надежное сцепление арматуры с бетоном, защиту стали от коррозии, соответствующую огнестойкость, при этом в рабочих чертежах конструкций указывают номинальную толщину защитного слоя бетона, определенную суммированием минимально допустимой тощины защитного слоя  $C_{min}$  бетона с размером допусков (принятых допустимых при проектировании отклонений)  $\Delta C_{dev}$ , установленных соответствующим рассматриваемыми стандартами.

Согласно п.4.4.1.1 (2P) и 4.4.1.2 (2P) [2]

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

при этом минимальную толщину защитного слоя  $c_{min}$  следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ мм} \},$$

где  $c_{min,b}$  — минимальная толщина из условия сцепления, см. 4.4.1.2 (3); [2]

$c_{min,dur}$  — минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды, см. 4.4.1.2 (5); [2]

$\Delta c_{dur,\gamma}$  — дополнительный элемент надежности, см. 4.4.1.2 (6); [2]

$\Delta c_{dur,st}$  — уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали, см. 4.4.1.2 (7); [2]

$\Delta c_{dur,add}$  — уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты, см. 4.4.1.2(8) [2].

Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина слоя должна быть не менее  $c_{\min,b}$  (таблица 1).

Таблица 1

Минимальная толщина слоя  $c_{\min,b}$ , требования к обеспечению сцепления бетона с арматурой

Условия сцепления	
Размещение стержней	Минимальная толщина слоя $c_{\min,b}$ <sup>1)</sup>
Отдельный стержень	Диаметр стержня
Соединенные вместе стержни	Эквивалентный диаметр $\varnothing_n$ (см. 8.9.1)
<sup>1)</sup> Если номинальный максимальный диаметр крупного заполнителя более 32 мм, $c_{\min,b}$ необходимо увеличить на 5 мм.	

Минимальный защитный слой для арматурной стали и напрягающих элементов в нормальном бетоне, исходя из классов условий эксплуатации и классов конструкции, определяется значением  $c_{\min,dur.3}$

Рекомендуемые значения для  $c_{\min,dur}$  принимаются по таблице 2 (для арматурной стали) и таблице 3 (для напрягаемой арматуры).

Таблица 2

Минимальный защитный слой  $c_{\min,dur}$  из условий обеспечения долговечности арматурной стали по EN 10080

В миллиметрах

Требования долговечности для $c_{\min,dur}$							
Класс конструкций	Класс условий эксплуатации по таблице 4.1						
	X0	XC1	XC2/	XC4	XD1/	XD2/	XD3/
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Таблица 3

Минимальный защитный слой  $c_{\min, \text{dur}}$  из условий обеспечения долговечности напрягаемой стали

В миллиметрах

Требования долговечности для $c_{\min, \text{dur}}$							
Класс конструкций	Класс условий эксплуатации по таблице 4.1						
	X0	XC1	XC2/ XC3	XC4	XD1/ XS1	XD2/ XS2	XD3/ XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Согласно п.4.4.1.2(6) [2]; 4.4.1.2(7) [2] защитный слой следует увеличить на дополнительный элемент надежности  $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$ .

При использовании нержавеющей стали или в результате других особых мероприятий минимальный защитный слой может быть уменьшен на значение  $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$ . Для таких ситуаций следует учитывать влияние всех основных свойств строительных материалов, включая сцепление.

При этом по п.4.4.1.2(8) [2] для бетона с дополнительной защитой (например, покрытием) минимальная толщина защитного слоя может быть уменьшена на значение  $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$ .

Источник [2] учитывает также способ сопряжения конструкций, в частности по п.4.4.1.2(9), 4.4.1.2(11). Если монолитный бетон укладывается на другой бетонный элемент (сборный или монолитный), минимальная толщина защитного бетонного слоя от арматуры до контактной поверхности может быть уменьшена до значения, обеспечивающего требования сцепления при условиях:

- класс бетона по прочности на сжатие не ниже  $C^{25}/_{30}$ ;
- кратковременное нахождение бетонной поверхности в атмосферных условиях (менее 28 сут);
- контактная поверхность должна быть шероховатой.

Для неровных поверхностей (например, с выступающим заполнителем) минимальный защитный слой должен быть увеличен на 5 мм.

Согласно п.4.4.1.3(13) [2] если бетон подвержен износу (истиранию), как правило, особое внимание следует уделить выбору заполнителя согласно EN 206-1. В качестве альтернативы износоустойчивость может быть обеспечена при увеличении толщины защитного слоя (так называемый «жертвенный» слой). В этом случае, как правило, минимальная толщина защитного слоя  $c_{\min}$  может быть увеличена для класса износа XM1 на  $k_1$ , для XM2 — на  $k_2$  и для XM3 — на  $k_3$ .

Значения коэффициентов  $k_1$ ,  $k_2$  и  $k_3$  могут быть приняты в национальном приложении. Рекомендуемые значения равны 5, 10 и 15 мм.

Все перечисленные факторы учитываются [2] при назначении величины минимальной толщины защитного слоя  $c_{\min}$ , при расчете же номинальной толщины защитного слоя  $c_{\text{nom}}$  по п.4.4.1.3(1)Р и 4.4.1.3(2) должно производиться суммирование толщины минимального защитного слоя и отклонения ( $\Delta c_{\text{dev}}$ ). Требуемая толщина защитного слоя должна быть увеличена на абсолютное значение допустимого отрицательного отклонения.

Для зданий в EN 13670 приведено допустимое отклонение, при этом по п.4.4.1.3(3) в некоторых ситуациях допустимое отклонение, а вместе с ним и величина допуска  $\Delta c_{\text{dev}}$  может быть уменьшена.

— если в процессе изготовления выполняется контроль качества, в рамках которого производится измерение толщины защитного слоя бетона, величина допуска (отклонения) может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 5 \text{ мм};$$

— если для контроля используются особо точные измерительные приборы и несоответствующие элементы (например, сборные конструкции) будут исключены (отбракованы), то величина отклонения  $\Delta c_{\text{dev}}$  может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 0 \text{ мм}.$$

При назначении допустимого отклонения при проектировании ( $\Delta c_{\text{dev}}$ ) согласно п.4.4.1.3(4) [2], для бетона, укладываемого на неровную поверхность, как правило, номинальную толщину защитного слоя в общем случае необходимо увеличить на повышенное зна-

чение допустимого отклонения. Повышение производится на величину, обусловленную неровностью, но номинальная толщина защитного слоя все же должна составлять, как минимум,  $k_1$ , мм, при укладке бетона по подготовленному грунту (включая стяжки), и  $k_2$ , мм, при укладке бетона непосредственно по грунту. Защитный слой до арматуры при других видах поверхности, например при абразивной обработке или с обнаженным заполнителем, также необходимо увеличить с учетом неровности поверхности (см. 4.4.1.2 (11)). [2]

В СНБ 5.03.01-02 [1] требования и рекомендации по назначению номинальной толщины защитного слоя бетона приведены отдельно для ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, соответственно в разделах 11.2.9-11.2.14 и 11.3.3. [1]

Согласно п.11.2.9 [1] величина допуска для определения номинальной толщины бетона должна составлять

для сборных конструкций заводского изготовления — не менее 5;

для монолитных конструкций — от 5 до 10

Сама же минимальная толщина бетона должна ограничиваться величинами, указанными в табл. 4.

Таблица 4

Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона

Показатель	Класс по условиям эксплуатации						
	X0	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя $S_{cov}$	15	20	25	35	<b>По СНиП 2.03.11</b>		

Примечания

1 Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона установлена для арматуры, работающей с полным расчетным сопротивлением.

2 Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона по данной таблице может быть уменьшена, но не более чем на 5 мм, в каждом из перечисленных случаев:

а) если конструкция проектируется из бетона, имеющего класс по прочности на сжатие, превышающий не менее чем на один разряд минимальный класс бетона по таблице 5.2 для соответствующего класса по условиям эксплуатации;

б) если проектируется вторичная защита бетона конструкции;

в) если использована арматура, имеющая антикоррозионное покрытие.



При этом суммарный размер, на который может быть снижена минимально допустимая толщина защитного слоя бетона, не должен превышать 15 мм, а минимально допустимая толщина защитного слоя бетона должна составлять не менее, мм:

- для класса X0 — 10;
- для класса XC1 — 15;
- для классов от XC2 до XC4 — 20.»

В п.11.2.11 [1] приводятся рекомендации для определения защитного слоя сборных конструкций, в частности плит, и в п.11.2.12 [1] - для фундаментов из монолитного и сборного железобетона с учетом наличия или отсутствия бетонной подготовки; п.11.2.13 [1] регламентирует величину защитного слоя в зависимости от диаметра арматуры и максимального размера заполнителя.

В п.11.3.3 [1] приведены требования для назначения защитного слоя бетона для напрягаемой арматуры, в частности, минимальное расстояние от поверхности напрягаемой арматуры или от грани каналов, в которые она уложена, до ближайшей поверхности бетона (защитный слой бетона) в зависимости от вида арматуры, установленной в сечении посередине пролета железобетонной конструкции, должно быть не менее значений, указанных в таблице 5.

Таблица 5

Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона  
В миллиметрах

Показатель	Класс по условиям эксплуатации						
	X0	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя бетона	20	30	35	50	По СНиП 2.03.11»		

По сравнению с Еврокодом [2], СНБ [1] (п.11.3.3.3) ужесточает требования по назначению толщины защитного слоя бетона у торцов, предварительно напряженных элементов для обеспечения условий сцепления на длине зоны передачи напряжений, при этом ее принимают не менее:

- для стержневой арматуры класса S800 -  $3\emptyset$ , но не менее 40 мм;
- для арматурных канатов и проволоки -  $2\emptyset$ , но не менее 30 мм.

## **Вывод**

В результате анализа положений норм [1] и [2] по назначению номинальной и минимальной величин толщины защитного слоя бетона при проектировании ЖБК, можно сделать вывод о том, что концептуально требования и рекомендации этих стандартов гармонизированы, однако в [2] предложена более гибкая система назначения допусков и отклонений, учитывающих множество различных факторов, связанных не только с условиями сцепления, защиты от влияния окружающей среды, наличия дополнительной защиты арматуры и т.д., но и с использованием дополнительных элементов надежности, учета класса конструкций, а также контроля качества процесса производства и точности используемых при этом измерительных приборов.

## **ЛИТЕРАТУРА**

1. СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” с 5-ю изменениями / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск 2003– [1]
- 2.
3. ТКП EN 1992-1-1-2009 “Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий” / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск 2010 – [2]

## **РАЗДЕЛ III. ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИННОВАЦИОННОЙ  
ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
ПРИ ПЕРЕХОДЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ  
НА ЕВРОПЕЙСКИЕ СТАНДАРТЫ**

(г. Минск, БНТУ — 26-27.05.2015)

УДК 539.3

**РЕШЕНИЕ ИННОВАЦИОННЫХ ЗАДАЧ КАК СРЕДСТВО  
ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА ПОДГОТОВКИ  
СПЕЦИАЛИСТОВ**

*АКИМОВ В.А., ГОНЧАРОВА С.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

До сих пор на строительном факультете БНТУ, при изложении предмета «Теория упругости и пластичности» решались две так называемые две прямые задачи, решение которых приводится ниже на конкретных примерах. Авторам данной статьи пришла мысль о возможности найти решение обратных им задач. В результате им удалось справиться с данной проблемой. Получившаяся работа носит инновационный характер. Она расширяет понятие напряженно деформируемого состояния в точке и способствует повышению квалификации работников строительной отрасли. Все примеры снабжены численными расчетами.

Вначале рассмотрим первую прямую задачу теории упругости для напряженного состояния упругой изотропной среды. Ее условие заключается в том, что по заданному напряженному состоянию найти главные напряжения и расположение главных площадок. Решение этой задачи известно и поэтому приведем ее решение на конкретном примере.

Итак, пусть напряженное состояние в точке задано тензором напряжений

$$T_{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2 & -\sqrt{3} & 0 \\ -\sqrt{3} & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 4 \end{pmatrix} \text{ МПа} \quad (1)$$

Главные напряжения являются корнями кубического уравнения

$$\sigma^3 - I_1 \sigma^2 + I_2 \sigma - I_3 = 0.$$

Коэффициентами этого уравнения служат инварианты тензора напряжений:

а) линейный инвариант

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 2 + 4 + 4 = 10 \text{ МПа}$$

б) квадратичный инвариант

$$I_2 = \sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_x \sigma_z - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2 = 2 \cdot 4 + 4 \cdot 4 + 4 \cdot 2 - (-\sqrt{3}^2) - 0^2 - 0^2 = 29 \text{ (МПа)}^2$$

в) кубический инвариант

$$I_3 = \sigma_x \sigma_y \sigma_z - \tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{zx}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2 = 2 \cdot 4 \cdot 4 - (-\sqrt{3}) \cdot 0^2 \cdot 0^2 - 2 \cdot 0^2 - 4 \cdot 0^2 - 4 \cdot (-\sqrt{3})^2 = 20 \text{ (МПа)}^3$$

При таких значениях инвариантов кубическое уравнение принимает вид

$$\sigma^3 - 10\sigma^2 + 29\sigma - 20 = 0$$

Корни этого уравнения равны  $\sigma_1 = 5 \text{ МПа}$ ,  $\sigma_2 = 4 \text{ МПа}$ ,  $\sigma_3 = 1 \text{ МПа}$ .

Это и есть главные напряжения, расставленные в порядке убывания, т.е. максимальное равно 5 МПа, минимальное 1 МПа, среднее 4 МПа.

Направляющие косинусы главных площадок определяются из уравнений:

$$\begin{cases} (\sigma_x - \sigma_i)l_i + \tau_{xy}m_i + \tau_{xz}n_i = 0, \\ \tau_{yx}l_i + (\sigma_y - \sigma_i)m_i + \tau_{yz}n_i = 0, \\ \tau_{zx}l_i + \tau_{zy}m_i + (\sigma_z - \sigma_i)n_i = 0, \\ l_i^2 + m_i^2 + n_i^2 = 1, \quad i = 1, 2, 3. \end{cases}$$

Для первой площадки  $i = 1$ ,  $\sigma_1 = 5 \text{ МПа}$ , получим:

$$\begin{cases} -3l_1 - \sqrt{3}m_1 = 0, \\ -\sqrt{3}l_1 - m_1 = 0, \\ -n_1 = 0, \\ l_1^2 + m_1^2 + n_1^2 = 1. \end{cases}$$

Решение этой системы имеет вид  $l_1 = \frac{1}{2}, m_1 = -\frac{\sqrt{3}}{2}, n_1 = 0$

т.е. вектор нормали равен  $\vec{n}_1 = (\frac{1}{2}, -\frac{\sqrt{3}}{2}, 0)$ .

Для второй площадки  $i = 2, \sigma_2 = 4$  МПа, получим:

$$\begin{cases} -2l_2 - \sqrt{3}m_2 = 0, \\ -\sqrt{3}l_2 = 0, \\ 0 = 0, \\ l_2^2 + m_2^2 + n_2^2 = 1. \end{cases}$$

Решение этой системы имеет вид:  $l_2=0, m_2=0, n_2=1$

т.е. вектор нормали равен  $\vec{n}_2 = (0, 0, 1)$ .

Для третьей площадки  $i = 3, \sigma_3=1$  МПа, будем иметь:

$$\begin{cases} l_3 - \sqrt{3}m_3 = 0, \\ -\sqrt{3}l_3 + 3m_3 = 0, \\ 3n_3 = 0, \\ l_3^2 + m_3^2 + n_3^2 = 1. \end{cases}$$

Решение этой системы имеет вид  $l_3 = \frac{\sqrt{3}}{2}, m_3 = \frac{1}{2}, n_3 = 0$ .

т.е. вектор нормали равен  $\vec{n}_3 = (\frac{\sqrt{3}}{2}, \frac{1}{2}, 0)$ .

Нетрудно непосредственно убедиться в том, что выполняются соотношения для ортогональности площадок

$$\begin{cases} l_1l_2 + m_1m_2 + n_1n_2 = 0 \\ l_2l_3 + m_2m_3 + n_2n_3 = 0 \\ l_3l_1 + m_3m_1 + n_3n_1 = 0 \end{cases}$$

Решим теперь обратную задачу: в данной точке твердого тела главные напряжения и главные направления имеют вид

$$\sigma_1 = 5 \text{ МПа}, \quad \sigma_2 = 4 \text{ МПа}, \quad \sigma_3 = 1 \text{ МПа},$$

$$\vec{n}_1 = (\frac{1}{2}, -\frac{\sqrt{3}}{2}, 0), \quad \vec{n}_2 = (0, 0, 1), \quad \vec{n}_3 = (\frac{\sqrt{3}}{2}, \frac{1}{2}, 0).$$

Требуется найти исходный тензор напряжений

$$T_{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix} \text{ в данной точке.}$$

Решение этой задачи базируется на соотношениях, получаемых из векового уравнения

$$\begin{cases} \sigma_x l_1 + \tau_{xy} m_1 + \tau_{xz} n_1 = \sigma_1 l_1 \\ \tau_{yx} l_1 + \sigma_y m_1 + \tau_{yz} n_1 = \sigma_1 m_1 \\ \tau_{zx} l_1 + \tau_{zy} m_1 + \sigma_z n_1 = \sigma_1 n_1 \\ \sigma_x l_2 + \tau_{xy} m_2 + \tau_{xz} n_2 = \sigma_2 l_2 \\ \tau_{yx} l_2 + \sigma_y m_2 + \tau_{yz} n_2 = \sigma_2 m_2 \\ \tau_{zx} l_2 + \tau_{zy} m_2 + \sigma_z n_2 = \sigma_2 n_2 \\ \sigma_x l_3 + \tau_{xy} m_3 + \tau_{xz} n_3 = \sigma_3 l_3 \\ \tau_{yx} l_3 + \sigma_y m_3 + \tau_{yz} n_3 = \sigma_3 m_3 \\ \tau_{zx} l_3 + \tau_{zy} m_3 + \sigma_z n_3 = \sigma_3 n_3 \end{cases}$$

Вводя обозначения  $\sigma_x = x_1$ ,  $\tau_{xy} = x_2$ ,  $\tau_{xz} = x_3$ ,  $\sigma_y = x_4$ ,  $\tau_{yz} = x_5$ ,  $\sigma_z = x_6$ ,

перепишем эту систему в более привычном виде:

$$\begin{cases} x_1 l_1 + x_2 m_1 + x_3 n_1 = \sigma_1 l_1 \\ x_2 l_1 + x_4 m_1 + x_5 n_1 = \sigma_1 m_1 \\ x_3 l_1 + x_5 m_1 + x_6 n_1 = \sigma_1 n_1 \\ x_1 l_2 + x_2 m_2 + x_3 n_2 = \sigma_2 l_2 \\ x_2 l_2 + x_4 m_2 + x_5 n_2 = \sigma_2 m_2 \\ x_3 l_2 + x_5 m_2 + x_6 n_2 = \sigma_2 n_2 \\ x_1 l_3 + x_2 m_3 + x_3 n_3 = \sigma_3 l_3 \\ x_2 l_3 + x_4 m_3 + x_5 n_3 = \sigma_3 m_3 \\ x_3 l_3 + x_5 m_3 + x_6 n_3 = \sigma_3 n_3 \end{cases}$$

Полученные девять уравнений содержат шесть неизвестных, потому что в вековых уравнениях только два уравнения из каждых трех являются независимыми. Поэтому, например, третье, шестое, девятое уравнения можно удалить, но мы их оставим для проверки правильности решения, так как они должны тождественно обратиться в ноль. Подставляя численные значения, перепишем нашу систему в виде:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2}x_1 - \frac{\sqrt{3}}{2}x_2 = \frac{5}{2}, \\ \frac{1}{2}x_2 - \frac{\sqrt{3}}{2}x_4 = -\frac{5\sqrt{3}}{2}, \\ \frac{1}{2}x_3 - \frac{\sqrt{3}}{2}x_5 = 0, \\ x_3 = 0, \\ x_5 = 0, \\ x_6 = 4, \\ -\frac{\sqrt{3}}{2}x_1 - \frac{1}{2}x_2 = -\frac{\sqrt{3}}{2}, \\ -\frac{\sqrt{3}}{2}x_2 - \frac{1}{2}x_4 = -\frac{1}{2}, \\ -\frac{\sqrt{3}}{2}x_3 - \frac{1}{2}x_5 = 0. \end{array} \right.$$

Данная система уравнений имеет решение:

$$x_1 = 2, x_2 = -\sqrt{3}, x_3 = 0, x_4 = 4, x_5 = 0, x_6 = 4, \text{ т. е.}$$

Исходный тензор имеет вид:

$$T_{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2 & -\sqrt{3} & 0 \\ -\sqrt{3} & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 4 \end{pmatrix} \text{ МПа}$$

Таким образом, круг замкнулся - ответом обратной задачи является исходное условие прямой задачи.

Теперь рассмотрим еще одну прямую и обратную задачи.

Первая задача заключается в нахождении компонент вектора полного напряжения, действующего на наклонной площадке с нормалью  $\vec{n} = (l; m; n)$ , по известному тензору напряжений (1).

Приводим известное решение этой задачи [1, стр. 79].

$$\begin{cases} \sigma_x l + \tau_{xy} m + \tau_{xz} n = p_{nx}, \\ \tau_{yx} l + \sigma_y m + \tau_{yz} n = p_{ny}, \\ \tau_{zx} l + \tau_{zy} m + \sigma_z n = p_{nz}. \end{cases} \quad (2)$$

Обратная задача, очевидно, звучит, так: по известным компонентам полного напряжения  $(p_{nx}; p_{ny}; p_{nz})$ , действующего на наклон-



ной площадке с нормалью  $\vec{n} = (l; m; n)$ , найти компоненты тензора деформаций (1).

Решение такой задачи приводится впервые. Оно основано на составлении шести уравнений равновесия тетраэдра. Первые три из них содержатся в формуле (2). Оставшиеся три уравнения моментов относительно координатных осей составим по аналогии с [1, стр.80].

$$-\sigma_x \frac{dz}{3} S_{\Delta OBC} - \tau_{xy} \frac{dz}{3} S_{\Delta OAB} + p_{nx} \frac{dz}{3} S_{\Delta ABC} + \sigma_z \frac{dx}{3} S_{\Delta OAC} = 0.$$

С учетом

$$S_{\Delta OBC} = S_{\Delta ABC} l, \quad S_{\Delta OAB} = S_{\Delta ABC} m, \quad S_{\Delta OAC} = S_{\Delta ABC} n \quad (3)$$

перепишем это уравнение в виде

$$\sigma_x l + \tau_{xy} m - \sigma_z \frac{dx}{dz} = p_{nx}.$$

Производя циклическую замену переменных, получим еще два таких уравнения. Выпишем эту систему уравнений:

$$\begin{cases} \sigma_x l + \tau_{xy} m - \sigma_z n \frac{dx}{dz} = p_{nx} \\ \sigma_y m + \tau_{yz} n - \sigma_x l \frac{dy}{dx} = p_{ny} \\ \sigma_z n + \tau_{zx} l - \sigma_y m \frac{dz}{dy} = p_{nz} \end{cases} \quad (4)$$

Выражая площади треугольников, входящих в формулы (3) через  $OA = dx$ ,  $OC = dy$ ,  $OB = dz$ , получим систему уравнений вида:

$$\begin{cases} 1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dy}\right)^2 = \frac{1}{l^2}, \\ 1 + \left(\frac{dx}{dz}\right)^2 + \left(\frac{dx}{dy}\right)^2 = \frac{1}{m^2}, \\ 1 + \left(\frac{dy}{dz}\right)^2 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 = \frac{1}{n^2}. \end{cases} \quad (5)$$

Решением этой системы являются искомые равенства:

$$\frac{dx}{dz} = \frac{1}{m}, \quad \frac{dy}{dx} = \frac{m}{n}, \quad \frac{dz}{dy} = \frac{n}{1} \quad (6)$$

Нетрудно убедиться в том, что они тождественно удовлетворяют соотношениям (5) в силу равенства  $l^2 + m^2 + n^2 = 1$ .

Подставляя соотношения (6) в (4), перепишем (4) в виде:

$$\begin{cases} \sigma_x lm + \tau_{xy} m^2 - \sigma_z nl = mp_{nx} \\ \sigma_y mn + \tau_{yz} n^2 - \sigma_x lm = np_{ny} \\ \sigma_z nl + \tau_{zx} l^2 - \sigma_y mn = lp_{nz} \end{cases} \quad (7)$$

Из (7) получим

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= \frac{mp_{nx} + \sigma_z nl - \sigma_x lm}{m^2}, \quad \tau_{yz} = \frac{np_{ny} + \sigma_x lm - \sigma_y mn}{n^2}, \\ \tau_{zx} &= \frac{lp_{nz} + \sigma_y mn - \sigma_z nl}{l^2} \end{aligned} \quad (8)$$

Подставляя эти соотношения в (2), с учетом парности напряжений

$\tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{yz} = \tau_{zy}, \tau_{zx} = \tau_{xz}$ , после несложных преобразований получим:

$$\begin{cases} m^2 n^2 \sigma_y + nl(l^2 - mn)\sigma_z = -lmnp_{nz}, \\ n^2 l^2 \sigma_z + lm(m^2 - nl)\sigma_x = -lmnp_{nx}, \\ l^2 m^2 \sigma_x + mn(n^2 - lm)\sigma_y = -lmnp_{ny}. \end{cases} \quad (9)$$

Решая данную систему уравнений по формулам Крамера

$$\sigma_x = \frac{\Delta_x}{\Delta_1}, \quad \sigma_y = \frac{\Delta_y}{\Delta_1}, \quad \sigma_z = \frac{\Delta_z}{\Delta_1},$$

где

$$\begin{aligned} \Delta_x &= -lmn \begin{vmatrix} p_{nz} & m^2 n^2 & nl(l^2 - mn) \\ p_{nx} & 0 & m^2 n^2 \\ p_{ny} & mn(n^2 - lm) & 0 \end{vmatrix} = \\ &= l^2 m^2 n^2 [n^2 l(n^2 - lm)p_{nz} - lmn^3 p_{ny} - n(n^2 - lm)(l^2 - mn)p_{nx}]. \\ \Delta_y &= -lmn \begin{vmatrix} 0 & p_{nz} & nl(l^2 - mn) \\ lm(m^2 - nl) & p_{nx} & m^2 n^2 \\ l^2 n^2 & p_{ny} & 0 \end{vmatrix} = \\ &= l^2 m^2 n^2 [l^2 m(l^2 - mn)p_{nx} - mnl^3 p_{nz} - l(l^2 - mn)(m^2 - nl)p_{ny}]. \\ \Delta_z &= -lmn \begin{vmatrix} 0 & m^2 n^2 & p_{nz} \\ lm(m^2 - nl) & 0 & p_{ny} \\ l^2 n^2 & mn(n^2 - lm) & p_{nx} \end{vmatrix} = \\ &= l^2 m^2 n^2 [m^2 n(m^2 - nl)p_{ny} - lnm^3 p_{ny} - m(m^2 - nl)(n^2 - lm)p_{nz}]. \\ \Delta_1 &= \begin{vmatrix} 0 & m^2 n^2 & nl(l^2 - mn) \\ lm(m^2 - nl) & 0 & m^2 n^2 \\ l^2 n^2 & mn(n^2 - lm) & 0 \end{vmatrix} = \\ &= l^2 m^2 n^2 [l^2 m^2 n^2 + (l^2 - mn)(m^2 - nl)(n^2 - lm)]. \end{aligned}$$

В результате получим:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{n}{\Delta} [-(n^2 - lm)(l^2 - mn)p_{nx} - lmn^2 p_{ny} + nl(n^2 - lm)p_{nz}], \\ \sigma_y &= \frac{l}{\Delta} [lm(l^2 - mn)p_{nx} - (l^2 - mn)(m^2 - nl)p_{ny} - mnl^2 p_{nz}] \quad (10) \\ \sigma_z &= \frac{m}{\Delta} [-nlm^2 p_{nx} + mn(m^2 - nl)p_{ny} - (m^2 - nl)(n^2 - lm)p_{nz}],\end{aligned}$$

где  $\Delta = l^2 m^2 n^2 + (l^2 - mn)(m^2 - nl)(n^2 - lm)$ .

Отметим, что в системе (9) сокращения не производились с целью симметрии уравнений, т.е. мы как бы умножили первую, вторую, и третью строчки, соответственно, на  $n$ ,  $l$ ,  $m$ . Результат будет тот же.

Подставляя найденные значения (10) в (8), определяем:

$$\begin{aligned}\tau_{xy} &= \frac{m}{\Delta} [(n^2 - lm)(l^2 - mn)p_{nx} + lmn^2 p_{ny} - nl(n^2 - lm)p_{nz}] \quad (11) \\ \tau_{yz} &= \frac{n}{\Delta} [-lm(l^2 - mn)p_{nx} + (l^2 - mn)(m^2 - nl)p_{ny} + mn l^2 p_{nz}], \\ \tau_{zx} &= \frac{l}{\Delta} [nlm^2 p_{nx} - mn(m^2 - nl)p_{ny} + (m^2 - nl)(n^2 - lm)p_{nz}].\end{aligned}$$

Здесь  $\Delta = l^2 m^2 n^2 + (l^2 - mn)(m^2 - nl)(n^2 - lm)$ .

Сделаем проверку, подставляя (10) и (11) в (2). Прделав очевидные алгебраические преобразования, убеждаемся в правильности полученных формул.

Приведем численный пример для  $l = \frac{2}{3}$ ,  $m = \frac{2}{3}$ ,  $n = \frac{1}{3}$ ;

$$p_{nx} = 1, \quad p_{ny} = 2, \quad p_{nz} = 3.$$

Непосредственно по формулам (10) и (11), находим:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= -15, & \sigma_y &= 36, & \sigma_z &= 27 \\ \tau_{xy} &= 30, & \tau_{yz} &= 18, & \tau_{zx} &= -27\end{aligned}$$

Таким образом, нам удалось восстановить тензор напряжений в данной точке только по действующим на заданной наклонной площадке усилиям.

$$T_{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -15 & 30 & -27 \\ 30 & -36 & 18 \\ -27 & 18 & 27 \end{pmatrix} \text{ МПа} \quad (12)$$

Теперь окончательно убеждаемся в том, что формула (2) тождественно удовлетворяется в числе.

$$\begin{aligned}- (15) \frac{2}{3} + 30 \frac{2}{3} + (-27) \frac{1}{3} &= 1, & -10 + 20 - 9 &= 1, & 1 &= 1; \\ 30 \frac{2}{3} + (-36) \frac{2}{3} + 18 \frac{1}{3} &= 2, & 20 - 24 + 6 &= 2, & 2 &= 2;\end{aligned}$$

$$(-27)\frac{2}{3} + 18\frac{2}{3} + 27\frac{1}{3} = 3, \quad -18 + 12 + 9 = 3, \quad 3=3.$$

Итак, решены две прямые, и что наиболее важно, две обратные задачи теории упругости. Если решение первой обратной задачи уже апробировалось в 2013-14 и 2014-15 учебных годах на строительном факультете БНТУ, то решение второй обратной задачи приводится впервые. На этой базе могут быть составлены контрольные и самостоятельные работы для студентов, изучающих напряженное состояние в точке в курсе теории упругости или механики материалов. Авторы разработанных алгоритмов решения задач надеются, что они также принесут несомненную пользу не только студентам, но и преподавателям, а также специалистам, работающим в данном направлении.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Сопротивление материалов с основами теории упругости и пластичности. Учебник под ред. Г. С. Варданяна- М., Издательство АСВ, 1995.-568 стр. с илл.

УДК 624.04

### **ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТОДА ПРОЕКЦИИ ГРАДИЕНТА В ЗАДАЧЕ ОПТИМИЗАЦИИ БАЛКИ**

*БОРИСЕВИЧ А.А., САБУК А.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В настоящее время ведутся активные исследования по разработке численных методов оптимального проектирования конструкций. Цель этой работы – показать особенности поиска оптимального проекта с помощью метода проекций градиента.

Исследуется расчетная схема балки с различными, но постоянными сечениями на участках АС и СВ (рис. 1)

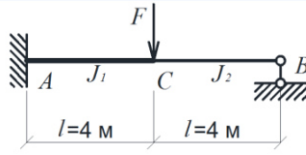


Рис. 1. Расчетная схема балки

Изгибающие моменты  $M_A$  и  $M_C$  в сечениях А и С определяются по формулам  $M_A = Fl \frac{J_1 + 2J_2}{J_1 + 7J_2}$ ,  $M_C = 2,5Fl \frac{J_2}{J_1 + 7J_2}$ ,

где  $F = 15$  кН;  $l = 4$  м;

$J_1$  и  $J_2$  – моменты инерции сечений балки на отрезках АС и СВ.

Оптимизация размеров сечений на участках АС и СВ выполнялась в соответствии с сортаментом на гнутые сварные замкнутые прямоугольные профили ТУ 36-2287-80 (с изменениями №2). Для организации непрерывного движения поисковой точки к оптимальному решению в расчете использовались аппроксимирующие функции для геометрических характеристик сечений, которые соответствуют возможному ряду используемых в проекте профилей балки. Аппроксимирующие полиномы приняты в виде:

$$J_1 = -3,22189 + 0,300054x_1 + 0,239149x_1^2 + 0,0418113x_1^3;$$

$$J_2 = -3,22189 + 0,300054x_2 + 0,239149x_2^2 + 0,0418113x_2^3;$$

$$W_1 = -2,60887 + 0,405004x_1 + 0,156864x_1^2 + 0,000130208x_1^3;$$

$$W_2 = -2,60887 + 0,405004x_2 + 0,156864x_2^2 + 0,000130208x_2^3;$$

где  $x_1$  и  $x_2$  – площади сечений на участке АС и СВ балки, см<sup>2</sup>;

$W_1, W_2$  – моменты сопротивления сечений балки.

Напряжения  $\sigma_A$ ,  $\sigma_C$  лев и  $\sigma_C$  прав выражаются через функции, у которых существуют производные по  $x_1$  и  $x_2$  во всех точках кривых. Напряжения во всех сечениях не должны превышать расчетного сопротивления материала на растяжение-сжатие, принятого равным 300 МПа.

Целевая функция выражает объем балки:  $V = 4x_1 + 4x_2$ .

Требуется найти оптимальные параметры сечений и минимальный объем материала на ее изготовление.

Решение задачи выполнялось с помощью метода проекций градиента. Рассматривались три варианта постановки и решения задачи:

- в задаче оптимизации учитываются только ограничения на напряжения в сечениях балки;
- в задаче оптимизации учитывается только ограничение на перемещение сечения С;
- в задаче оптимизации учитываются ограничения на напряжения и на перемещения сечения С.

**А. Нахождение оптимального решения с учетом только функций напряжений.**

Примем площадь сечения на участке АС равной  $50 \text{ см}^2$ , а на участке СВ –  $25 \text{ см}^2$ . Для этих данных объем материала балки и напряжения в сечениях приведены в таблице 1.

Таблица 1

Напряжения в сечениях балки

Площадь сечения на участке АС $x_1, \text{ см}^2$	Площадь сечения на участке СВ $x_2, \text{ см}^2$	Объем балки $V, \text{ см}^3$	Напряжения в сечении А $\sigma_A, \text{ МПа}$	Напряжения в сечении С слева $\sigma_{C \text{ лев}}, \text{ МПа}$	Напряжения в сечении С справа $\sigma_{C \text{ прав}}, \text{ МПа}$
50	25	30000	91,34	24,74	97,96

Наибольшее нормальное напряжение, как видно из Таблицы 1, возникает в сечении С справа и равно  $97,96 \text{ МПа}$ . Определив значения первых производных по  $x_1$  и  $x_2$  от функции напряжения в сечении С справа, получим уравнение прямой, являющейся нормалью к функции  $\sigma_{C \text{ прав}}$  в исходной точке:  $x_1 - 1,346 x_2 = 16,357$ .

Проекция  $s''$  антиградиента целевой функции  $s = -\nabla f = [-4 \quad -4]^T$  на эту прямую показывает направление спуска (рис. 2).

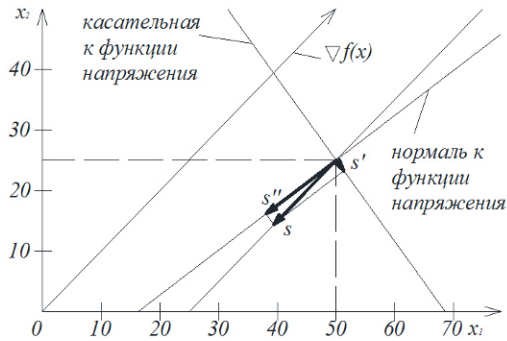


Рис. 2. Проекция вектора антиградиента целевой функции на касательную и нормаль к функции напряжения

Проекционная матрица  $P$  вычисляется по выражению:

$$P = (I - a(a^T a)^{-1} a^T).$$

Вектор  $a$  имеет компоненты  $a = [1; -1,346]^T$ .

$$P = \begin{pmatrix} 0,644254 & 0,478739 \\ 0,478739 & 0,355746 \end{pmatrix}.$$

$$\text{Проекция } s'' = P(-\nabla f) = \begin{pmatrix} -4,49197 \\ -3,33794 \end{pmatrix}.$$

Координата точки, в которой целевая функция имеет меньшее значение, находится по выражению:

$$x^{t+1} = x^t + \alpha s'',$$

где  $x^{t+1}$  - новая точка;  $x^t$  - начальная точка;  $\alpha$  - длина шага.

Принимая  $\alpha = 0.25$ , получим  $x^{t+1} = [48,877; 24,166]^T$ .

При новых значениях площадей сечений объем балки равен  $29\,217\text{ см}^3$ . Напряжение в сечении А равно  $96,37\text{ МПа}$ , а в сечении С оно составляет  $25,50\text{ МПа}$  (слева) и  $103,18\text{ МПа}$  (справа). Наибольшее напряжение наблюдается снова в сечении С справа.

Принимая точку  $(48,877; 24,1655)$  за начальную, повторим все вышеуказанные действия до тех пор, пока напряжение в одном из сечений не станет равным  $300\text{ МПа}$  или близким к этому значению.

В результате при движении из точки  $(50; 25)$  были получены значения площадей  $x_1 = 29,842\text{ см}^2$  и  $x_2 = 12,781\text{ см}^2$ . Объем балки

оказался равным  $17\,049\text{ см}^3$ . Напряжение в сечении А равно  $280,62\text{ МПа}$ , а в сечении С оно составляет  $56,24\text{ МПа}$  (слева) и  $301,59\text{ МПа}$  (справа). Граница области допустимых значений достигнута, и дальнейшее движение вдоль вектора  $s''$  не представляется возможным.

Дальнейшее движение поисковой точки вдоль вектора  $s'$  (вдоль границы области допустимых решений) позволяет найти оптимальное решение:  $x_1 = 34,354\text{ см}$  и  $x_2 = 0\text{ см}^2$ . Объем балки равен  $13742\text{ см}^3$ . Напряжение в сечении А равно  $299,9\text{ МПа}$ .

### **Б. Нахождение оптимального решения с учетом только функции перемещения сечения С.**

Ограничение на вертикальное перемещение сечения С вычисляется по выражению:

$$\Delta_C = \frac{Fl^3}{6EJ_1} \cdot \frac{2J_1 + 1,5J_2}{J_1 + 7J_2}.$$

При начальных исходных данных вертикальное перемещение сечения С составляет  $1,49\text{ см}$ .

Определив значения первых производных по  $x_1$  и  $x_2$  от функции перемещения в сечении С в исходной точке ( $\frac{\partial \Delta_C}{\partial x_1} = -0,052$ ;

$\frac{\partial \Delta_C}{\partial x_2} = -0,067$ ) и проведя вычисления, аналогичные изложенным

ранее, получили, что при  $\Delta_c = 7\text{ см}$  оптимальными являются значения площадей  $x_1 = 36,023\text{ см}^2$  и  $x_2 = 0\text{ см}^2$ . Объем балки равен  $14409\text{ см}^3$ . Вертикальное перемещение сечения С составляет  $6,9\text{ см}$ . Напряжение в сечении А равно  $272,67\text{ МПа}$ .

### **В. Нахождение оптимального решения с учетом функций напряжений и функции перемещения сечения С.**

Задача решается практически аналогично п. А и Б.

В этом случае в расчет вводится вместо вектора  $a$  матрица  $a = \begin{pmatrix} 1,282 & 0,743 \\ -1 & -1 \end{pmatrix}$ . Проекционная матрица Р получается в виде:



$$P = \begin{pmatrix} -6,55083 & 6,96177 \\ 6,96177 & -5,87383 \end{pmatrix}.$$

Проекция  $s'' = P(-\nabla f) = (-1,644; -4,352)^T$ .

Дальнейшие шаги в задаче оптимизации соответствуют методу, изложенному в п. А.

В результате при движении из точки (50; 25) были получены значения площадей  $x_1 = 29,801 \text{ см}^2$  и  $x_2 = 13,587 \text{ см}^2$ . Объем балки равен  $17\,355 \text{ см}^3$ , вертикальное перемещение сечения С составляет 7,099 см. Напряжение в сечении А равно 269,75 МПа, а в сечении С оно составляет 62,22 МПа (слева) и 294,32 МПа (справа). Наибольшее напряжение наблюдается также в сечении С справа и почти достигает расчетное сопротивление материала  $R = 300 \text{ МПа}$ .

### **Заключение.**

1. Предлагаемая к использованию методика применения метода проекций градиента позволяет найти оптимальные параметры балки. Неотрицательность переменных отслеживается на каждом шаге движения поисковой точки.

2. Изложенная методика может быть распространена, как показано в п. В, на случай задачи оптимизации со множеством ограничений.

### **ЛИТЕРАТУРА**

1. Борисевич А.А., Воробей А.А. Формирование области допустимых решений для балки и применение полученных результатов в задачах оптимизации // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства. Сборник научно-технических статей: материалы научно-методического семинара, Минск, 29 мая 2012 г. / В 2-х частях. Часть 1. – Минск: БНТУ, 2012. – с. 175-183.

2. Борисевич, А.А. Строительная механика: учебное пособие для вузов / А.А. Борисевич, Е.М. Сидорович, В.И. Игнатюк. – 2-е изд., перераб. – Минск: БНТУ, 2009. – 756 с.

3. Реклейтис Г., Рейвиндран А., Рэгсдел К. Оптимизация в технике: В 2-х кн. Кн.2. Пер. с англ. – М.: Мир, 1986. – 320 с.

## ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

*МИНЧЕНЯ В.Т.<sup>1</sup>, АСИМОВ Р.М.<sup>2</sup>,  
ТРОМПЕЛЬ Д.А.<sup>3</sup>, СЕМЕНЕНКО А.В.<sup>3</sup>*

- 1 – Белорусский национальный технический университет,  
2 – ООО «Сенсотроника», резидент парка высоких технологий,  
3 – ГП «БелдорНИИ»  
Минск, Беларусь

Мониторинг сложнапряженных конструкций является одной из существенных современных проблем эксплуатации зданий и сооружений. В данной работе решение задачи мониторинга строительных конструкций рассматривается на примере мостовых сооружений, надежность и безопасность эксплуатации которых, прежде всего, связаны с определением фактических и возможных причин их повреждения и разрушения в период эксплуатации. Правильное определение причин позволяет обосновать необходимую модернизацию сооружения для увеличения ресурса работы, своевременно принять меры по обеспечению безопасности эксплуатации конструкции. Для получения достоверных результатов расчета остаточного ресурса прочности конструкций, эксплуатируемых длительное время, применяют различные методы и средства контроля фактических механических характеристик материала и характеристик его напряженно-деформированного состояния. Однако, наиболее информативными параметрами работоспособности сложнапряженных конструкций являются механические напряжения в материале.

На сегодня важнее всего вовремя обнаружить подготовительный этап процесса разрушения конструкции, связанный с накоплением повреждаемости в материале при длительной эксплуатации. Стадию накопления внутренних механических напряжений и стадию накопления дефектности - образование микротрещин, не обнаруживаются традиционными методами и серийными приборами. Этот процесс можно обнаружить при непрерывном мониторинге динамики работы конструкции и своевременной обработке полученных ре-

зультатов. Однако проведение мониторинга пролетных строений мостов в процессе эксплуатации в настоящее время достаточно сложен и трудоемок, а зачастую и невозможен существующей аппаратурой, так как при мониторинге необходимо устанавливать аппаратуру на длительный срок эксплуатации, и ее работа осуществляется в широком диапазоне климатических условиях.

Необходимость разработки новой системы мониторинга динамики работы мостовых конструкций в реальном режиме времени вызвано тем, что несмотря на высокий уровень развития современных неразрушающих методов и средств диагностики материалов и конструкций у нас и за рубежом, можно констатировать, что на сегодня не только практически отсутствуют средства достоверного определения характеристик напряженно-деформированного состояния материалов эксплуатируемых мостовых сооружениях, но и отсутствуют методики оценки самой достоверности получаемых результатов. Высокая сложность мостов, различный их типаж, различные районы их эксплуатации не позволяют предусмотреть и регламентировать все эксплуатационные параметры, нагрузки и прогнозировать критические ситуации.

Над проблемой создания надежных технических средств для мониторинга эксплуатируемых мостовых сооружений работают многие ученые и организации во всем мире, при этом предлагаются различные системы контроля на базе волоконно-оптических, пьезоэлектрических, ультразвуковых, индуктивных, струнных и др. Однако, на сегодня ни одно из предлагаемых технических решений не может быть взято за основное и можно констатировать, что проблема контроля количественных параметров и качественных признаков состояния мостовых конструкции, в процессе эксплуатации, остается актуальной и требует решения целого комплекса проблем, связанных с обеспечением высокой надежности применяемого оборудования работающего в широком диапазоне внешних воздействий.

ООО «Сенсотроника», резидент парка высоких технологий, УП «Прикладные решения», ГП «БелдорНИИ» на протяжении нескольких лет занимаются разработкой и совершенствованием современных средств и технологий для мониторинга несущих конструкций мостовых сооружений в период строительства и эксплуатации. В результате совместной работы разработана собственная система

мониторинга мостовых сооружений, представляющая собой комплекс аппаратно-программных средств для контроля, интерпретации получаемых результатов, определения параметров объекта и инфраструктуры обеспечивающей их работу, а также хранения результатов контроля и прогнозирования поведения мостовой конструкции. Комплекс аппаратно-программных средств включает в себя высокоточные датчики линейных перемещений закрытого типа, коммуникационную аппаратуру, компьютерное оборудование, а также программное обеспечение для управления средствами сбора, обработки данных, визуализации определяемых параметров, анализа результатов и формирования отчетов и сообщений. Разработанная система мониторинга установлена на нескольких большепролетных мостах Республики Беларусь и свыше двух лет обеспечивает непрерывный поток данных с контролируемых точек на центральный сервер в Минске. Разработанная система мониторинга позволяет контролировать деформации, вызываемые климатическими изменениями и короткопериодическими колебаниями мостовой конструкции.

Компании ООО «Сенсотроника» и УП «Прикладные решения», используя свой многолетний опыт применения системы мониторинга, разрабатывает и реализует интеллектуальные датчики механических напряжений на базе трансформаторных датчиков линейных перемещений во влагозащитном исполнении, обеспечивающим работоспособность системы в любых климатических условиях, отказоустойчивую коммуникационную аппаратуру, программное обеспечение обработки данных, визуализации определяемых параметров и анализа получаемых результатов.

Интеллектуальные датчики механических напряжений, имеют встроенный электронный блок на напряжение питания - 12-27 VDC с цифровым выходом на RS-485. Датчик выполнен в корпусе, защищенном от внешних магнитных полей, влаги и ударов, и обеспечивает минимальную инерционность, высокую линейность и разрешение (Рисунок 1). Система мониторинга сохраняет работоспособность в широком диапазоне температур от -30 °C до +55 °C.



Рис.1. Интеллектуальный датчик механических напряжений, выполненный во влагозащитном корпусе

Интеллектуальные датчики линейных перемещений со встроенным микроконтроллером и электронных блоков сбора и преобразования сигналов обеспечивают следующие требования: диапазон контроля линейных перемещений - 0-1 мм, основная погрешность не более 0,25%; точность измерения  $\pm 2,5$  микрона; интерфейс – аналоговый (0..10В), цифровой (RS-458, USB опционально); напряжение питания 12-27 VDC; потребляемая мощность 3...5 Вт; установка («прошивка») специализированного встраиваемого программного обеспечения.

Датчики линейных перемещений могут устанавливаться в любых контрольных точках элементов моста, на необходимой базе от 40 мм до 500 мм, рисунок 2 а,б.

а)



б)



Рис.2. Интеллектуальные датчики механических напряжений, установленные на верхнем поясе и на опорных элементах моста и закрыты защитным кожухом.

Информация с интеллектуальных датчиков поступает на общий блок сбора обработки и выдачи информации, который также крепится на балке моста (рис. 3).



Рис. 3. Блок сбора обработки и выдачи информации

Питание системы мониторинга осуществляется от специального аккумуляторного блока с электронной системой зарядки от солнечных панелей и ветрогенератора (рис. 4)

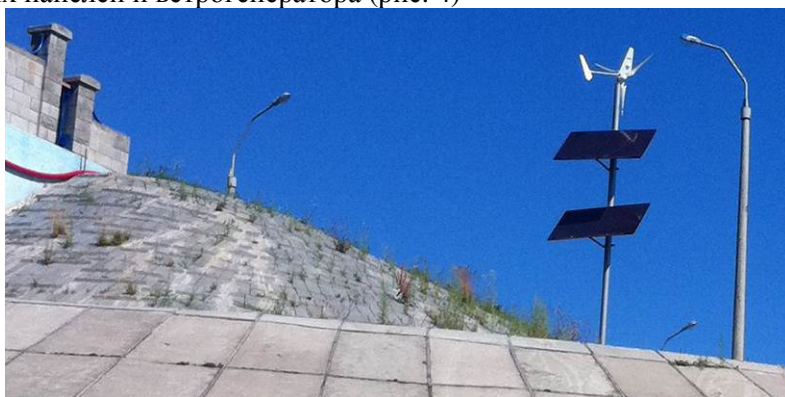


Рис. 4. Установка для автономного питания системы мониторинга с солнечными панелями и ветрогенератора.

Для установки («прошивки») встраиваемого программного обеспечения, отладки автоматизированных систем мониторинга, калибровки датчиков, обеспечения автоматизации и визуализации используется лицензионное программное обеспечение ESS-2012. Специализированное программное обеспечение Embedded software for the Sensor (ESS - 2012) предназначено для встраивания («прошивки») в датчики линейных перемещений. Основная функция данного программного обеспечения заключается в обеспечении преобразования высокоточных линейных механических перемещений в аналоговый и цифровой сигналы. Данное программное обес-

печение автоматизирует съем, дублирование, передачу данных непосредственно с контрольных точек мостового сооружения.

Также применяется специализированное программное обеспечение Sensor Test (ST-2012) для отладки автоматизированной системы мониторинга в целом и калибровки датчиков. Данное программное обеспечение используется для проведения калибровки датчиков, испытаний и отладки автоматизированной системы мониторинга, с учетом информации о конкретном объекте (фактической марки стали и т.п.), в лабораторных (офисных) условиях, до установки системы мониторинга непосредственно на мостовом сооружении, что существенно сокращает временные затраты, уменьшает стоимость услуг, и повышает функциональную надежность работы системы.

Для обеспечения получения информации в режиме реального времени, разработано специализированное программное обеспечение автоматизированного мониторинга мостовых конструкций «ПАВУК-1», с помощью которого обеспечивается: сбор, обработка, хранение данных (1 Hz – данные за последние 8 часов; 1 min – данные за последние 48 часов; 30 min – данные за последние 30 дней; 3 hours – данные за год); автоматизированная сортировка и хранение критических, нетипичных показаний с датчиков в отдельных папках. Данная программа, в случае обнаружения превышения допустимых нагрузок позволяет: сохранение сигналов со всех датчиков с частотой 10Hz за время предшествующее 5 секундам до и 5 секундам после наступления превышения допустимых нагрузок; сохранение данных для не менее 100 последних событий превышения допустимых нагрузок; при наличии подключения к сети интернет, обеспечивает возможность отправки оперативных/экстренных данных на электронную почту и/или мобильный телефон пользователя.

Программное обеспечение «ПАВУК-1» поддерживает объем данных с не менее чем с 48 контрольных точек на сооружении; обеспечивает локальный съем накопленных данных на флеш карту; данные, записываемые на флеш карту в виде файлов совместимых с форматом excel; возможность настройки sms, e-mail оповещения.

Передача накопленных данных осуществляется по каналу беспроводной связи на сервер г.Минска. Обработка накопленной информации осуществляется по мере поступления, с помощью про-

граммного обеспечения системы контроля напряженного состояния пролетных строений. Поступающие данные, их обработка и накопление сохраняются путем сжатия: секундные данные в течении последних 8 часов; минутные в течении в течении 48;30 минутные в течении в течении 30 дней; 3 часовые данные сохраняются в течении 5 лет.

Для удобства наблюдения за изменением динамики механических напряжений на мониторе, графическая информация представляется по сечениям в таком же порядке, как расположены датчики на элементах конструкции моста (рис. 5).

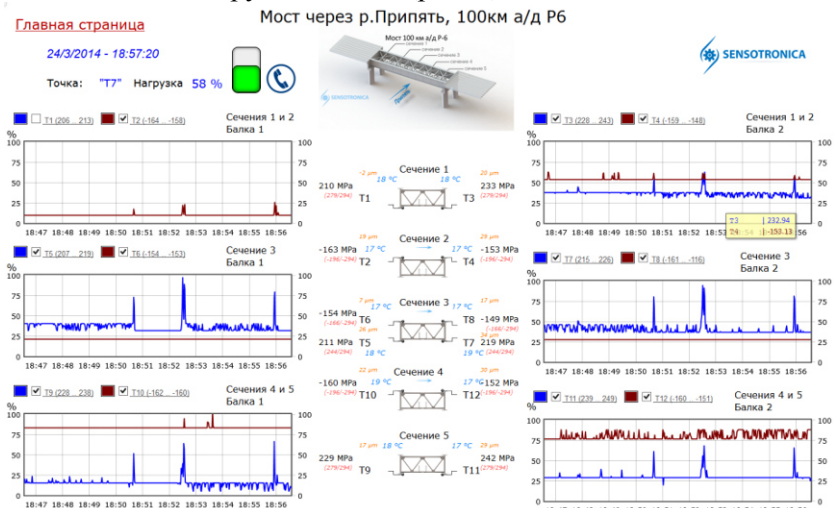


Рис.5.- Представление графической информации в реальном режиме времени с центрального сервера на мониторе компьютера в г. Минске при прохождении потока автомобилей.

Разработанная система допускает возможность дальнейшего развития автоматизированной системы мониторинга в единую республиканскую централизованную систему.

2. Полученные данные, позволяют проанализировать работу каждого сечения во время рабочей эксплуатации и проводить анализ полученных данных для принятия решений по объекту, с учетом установленных влияющих факторов.



**РАЗДЕЛ IV. ЭКОНОМИКА И  
ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИННОВАЦИОННОЙ  
ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
ПРИ ПЕРЕХОДЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ  
НА ЕВРОПЕЙСКИЕ СТАНДАРТЫ**

(г. Минск, БНТУ — 26-27.05.2015)

УДК 69:005

**ОСОБЕННОСТИ РАЗВИТИЕ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ  
МЕТОДОВ СТРОИТЕЛЬСТВА ЖИЛЬЯ  
В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ**

*ЗЕМЛЯКОВ А.Г., ПИЛИПЕНКО В. М.\**

Белорусский национальный технический университет

ГП «Институт НИПТИС им. С.С.Атаева»\*

Минск, Беларусь

Индустриальные методы строительства предусматривают организацию строительного производства с применением поточных, круглогодичных, комплексно-механизированных методов производства работ по возведению зданий и сооружений с преимущественным использованием сборных конструкций, в том числе укрупненных, с высокой степенью заводской готовности.

Индустриальными методами могут возводиться и объекты, запроектированные из монолитных или сборно-монолитных конструкций. Однако в этом случае должны быть предусмотрены такие организационные и технологические решения, применение которых обеспечило бы максимально возможный технологический и экономический эффекты (комплексная механизация приготовления, доставки и укладки бетонной смеси, индустриальные системы опалубки, индустриальные методы отделки зданий за счет применения

эффективных облицовок, рулонных покрытий полов, декоративных панелей заводского изготовления и т. д.).

Непрерывным условием индустриализации строительства является опережающее развитие материально-технической базы, которая создается и развивается в соответствии с технико-экономическими обоснованиями (ТЭО). В ТЭО учитываются на принятую перспективу: размещение объектов, объемы капитальных вложений и основных работ, наличие местных сырьевых ресурсов и т. д. На основании ТЭО создаются необходимые предприятия строительной индустрии, которые обеспечивают строительные организации сборными конструкциями, стеновыми и нерудными материалами, бетонными и растворными смесями и т. д. В ТЭО определяются также источники обеспечения строек водой, электроэнергией, теплом и т.д.

Наряду с другими предприятиями строительной индустрии в Республике Беларусь имеется постоянно расширяющаяся сеть хорошо механизированных домостроительных и заводостроительных комбинатов (ДСК и ЗСК), которые не только изготавливают сборные конструкции, но и с их помощью возводят здания, сдавая объекты с законченным комплексом работ [1].

Модернизация домостроительных комплексов, позволила, нарастить мощности комбинатов, поэтому перейдя от устаревших технологий к современным, значительно увеличился потенциал стройиндустрии. Так, если в прошлой пятилетке индустриальным способом в Беларуси можно было возвести за год максимум 2,9 млн.кв.м жилья, то на сегодняшний день – 3,8 млн.кв.м.

Программа модернизации домостроительного производства в Республике Беларусь - это техническое переоснащение и обновление 12 комбинатов, многие из которых уже введены в эксплуатацию.

Еще один важный аспект, которого удалось добиться благодаря реализации проектов модернизации, – это улучшенное качество строительной продукции, которая соответствует энергосберегающим теплотехническим требованиям и позволяет создавать современный архитектурный дизайн. Так, сегодня жилые здания, возводимые из продукции Гомельского ДСК, внешне ничем не отличаются от домов класса люкс, а по типовым потребительским качествам и по стоимости не превышают дома, которые строятся для граждан,

нуждающихся в улучшении жилищных условий и имеющих право на государственную поддержку [2].

Наибольший эффект при индустриализации строительства достигается при четком взаимодействии организационно-технологических факторов: комплексной механизации производственных процессов; научных методов организации труда; технологичного проектирования строительного производства [3].

Проектирование индустриальных жилых зданий ведется с учетом нормативных требований в том числе европейских норм EN. Однако внедрение данных стандартов привело к дополнительному расходу стали по сравнению с действующими типовыми проектами. «Институт жилища - НИПТИС им. Атаева С.С.» совместно с Белорусским национальным техническим университетом и Брестским государственным техническим университетом провели научно-исследовательскую работу по калибровке частных коэффициентов нагрузок и выпустил рекомендации "Проектирование бетонных и железобетонных конструкций жилых зданий индустриального домостроения"[4]. Это позволило существенно снизить требуемый расход арматурной стали.

В настоящее время «Институтом жилища - НИПТИС им. Атаева С.С.» запроектированы, разработаны и внедрены следующие усовершенствованные и новые конструктивные системы индустриального домостроения:

1. Крупнопанельная конструктивная система на узком шаге внутренних поперечных стен (шаги 3,0 и 3,6 м) с плитами перекрытия, опертыми по контуру.

Разработаны типовые проекты для городов Гомель (серия 152М), Брест (90М-Бр), Новополоцк (90М-Нп). Причем, серия 152М разработана с вариантом навесных наружных стеновых панелей (продольных и торцевых), что позволяет кроме 10-этажных блок-секций, вести проектирование и строительство 16-22-этажных блок-секций жилых домов.

Во всех сериях трехслойные наружные стеновые панели разработаны с гибкими связями из композитной арматуры с термическим сопротивлением не менее 3,2 м<sup>2</sup> 0С/Вт, со стыками панелей без потери термического сопротивления как по горизонтали, так и по вертикали.

Разработка серий велась с учетом требований европейских норм проектирования с калибровкой коэффициентов по нагрузкам [4] .

2. Крупнопанельная конструктивная система с неполным внутренним каркасом (патент № 32283).

Проекты разработаны в развитие типовой серии 90-3 для освоения на Могилевском ДСК (14 проектов).

Данная серия обеспечивает гибкую планировку квартир, т.к. внутреннее пространство блок-секции образовано наружными стеновыми панелями и лестнично-лифтовыми узлами (ядра, жесткости), а по центру блок-секций монтируется два ряда колонн. Плиты перекрытий размером «на комнату» опираются на колонны и наружные стены угловыми участками. Для организации помещений квартир разработано несколько вариантов перегородок: мелкоштучные и модульные на высоту помещений. Фасады зданий разнообразят различные варианты летних помещений и эркеров. Отработана технология заводского производства индустриальных изделий и их монтажа. Выполнены натурные испытания конструкций, что позволило снизить расход стали, трудоемкость изготовления и монтажа конструктивных элементов.

3. Крупнопанельная конструктивная система с продольными несущими стенами (наружными и внутренними).

Разработаны в развитие серии 108 для освоения на Витебском ДСК. Основные технические решения серии сохранены при ее корректировке в соответствии с требованиями по теплотехнике, объемно-планировочным решениям и надежности конструктивных элементов.

«Институт жилища - НИПТИС им. Атаева С.С.» провел комплексное натурное испытание диска перекрытия жилого дома на стадии его монтажа и эксплуатации. Эти исследования позволили снизить расход предварительно напряженной арматуры в сборных плитах диска до 30% за счет эффекта, возникающего при их защемлении стенами верхних этажей.

4. Конструктивная система на базе каркаса нового поколения (патент № 3236).

Каркас нового поколения разработан для освоения на заводах КПД и СЖБ для строительства жилых зданий различной этажности, с различными типами квартир (социальное жилье и коммерческое

жилье). Первые дома освоены Светлогорским ДСК, трестом №8 (г. Брест), Новополоцкжелезобетоном и трестом №13 (г. Бобруйск).

Каркас основан на применении многопустотных плит перекрытия безопалубочного формования на технологическом оборудовании Weig (г. Брест и г. Светлогорск) и «Вибропресс» (г. Новополоцк). При разработке каркаса нового поколения учтены недостатки серии 1.020 для проектирования жилья, а за счет комплексного применения плит перекрытия безопалубочного формования существенно снижен расход стали. Каркас разработан с продольным размещением ригелей. В составе каркаса разработаны панели наружных стен и варианты промышленных перегородок.

5. Новые стеновые конструктивные системы с комплексным применением плит перекрытия безопалубочного формования:

- с несущими продольными стенами (наружными и внутренними);

- с широким шагом внутренних поперечных стен.

Учитывая, что в Республике Беларусь закуплено оборудование для формования плит толщиной до 220 мм, при проектировании блок-секций с широким шагом внутренних поперечных несущих стен необходим доборный шаг, равный 3300 или 3600 мм. Этого можно избежать, применив плиту высотой 300 мм, что позволит изготавливать их пролетом 12 м. Сегодня ведется научная проработка этого направления [4].

Изготовление плит безопалубочного формования за последние несколько лет существенно увеличилось. В Беларуси освоено уже четыре технологии производства плит безопалубочного формования — это Maxrot, Weiler, "Вибропресс" и "Эхо".

Проводятся работы по внедрению сборно-монолитных конструкций с использованием самонапрягающегося бетона в изгибаемых конструкциях.

Внедрение новых технологий обеспечивает, кроме гибкости производства промышленных изделий, снижение металлоемкости технологии в разы.

Освоение всего комплекса указанной технологии создает возможность выпуска на одном заводе различных конструктивных систем и возвратиться к проектированию по принципу "от изделия к проекту". Это позволяет разнообразить продукцию заводов индустриального типа.

стриального домостроения и улучшит качество массового строительства по всем градостроительным аспектам. [4].

Применения сборных каркасных конструкций при строительстве жилья показал возможность улучшения планировочных решений многоквартирных домов с сохранением всех преимуществ крупнопанельного домостроения. Необходимо развивать конструктивные системы жилых зданий, чтобы обеспечить гибкость планировок, свойственных монолитному каркасу, с сохранением всех преимуществ полносборного строительства. Первые разработанные конструктивные решения со свободными планировками были основаны на каркасных конструкциях серии 1.020. Р. В. Были внесены изменения в конструктивные решения данной серии для использования в жилых зданиях, в том числе , был трансформирован способ обеспечения связности каркаса с исключением применения связевых плит, что позволило использовать плиты безопалубочного формирования высокого качества. Связность каркаса стал обеспечиваться арматурными стержнями, укладываемыми в швы плит с анкерровкой в ригелях. Несущие ригели расположены вдоль продольных осей здания, что обеспечивает достаточные возможности для реализации различных планировочных решений. Монолитные участки в перекрытиях исключены посредством использования фрагментов пустотных плит различной ширины, опирающихся на соседние плиты. Для обеспечения полной сборности зданий разработаны конструктивные решения наружных стеновых панелей из различных материалов (трехслойные железобетонные, газосиликатные, различные сэндвичи), а также модульные перегородки из газосиликата, керамзитобетона, листовых материалов.

Кроме каркасных систем для жилых зданий предлагаются различные стеновые системы с увеличенным шагом несущих стен, что обеспечивает гибкость планировок. Разработанные конструктивные системы могут быть использованы также при модернизации различных серий крупнопанельных зданий, при этом конструктивная система панельного здания изменяется на полный или неполный каркас, исключаются несущие стены, а все остальные элементы остаются в конструкциях существующей серии. Внутренние несущие стены заменяются бесконсольными прямоугольными колоннами и ригелями. При неполном каркасе сохраняется опирание плит

перекрытий на наружные стены, при полном каркасе вся нагрузка передается на каркас.

Данные технические решения, в первую очередь интересны возможностью получения в жилых зданиях с имеющимися типовыми планировками одного или нескольких этажей без внутренних стен для размещения объектов различного назначения; высота этих этажей может быть разной. В случае необходимости изменения планировок отдельных квартир или получения различного набора квартир на разных этажах, как правило, наиболее рационально использование сборных скрытых ригелей.

Для такой модернизации существующих серий крупнопанельных зданий нет необходимости в приобретении дорогостоящего оборудования, поскольку продолжают использоваться конструктивные элементы существующей серии, а освоение производства прямоугольных бесконсольных колонн и ригелей, как правило, не представляет трудности[6].

В рамках строительства энергоэффективного жилья –реализуется программа возведения

экспериментального энергосберегающего жилья с использованием современной системы вентиляции – приточно-вытяжной вентиляционной установки с рекуперацией тепла. Применение этих технологий крайне важно, так как до 60 % тепла уходит из жилого фонда через вентиляционные каналы, при том, что его использование может в три раза сократить потребление энергии домом.

При разработке стратегии жилищного строительства необходимо учитывать также и то, что различные социальные группы населения, с учетом их экономических возможностей, могут строить квартиры, существенно отличающиеся как по общей площади, планировке, так и по качеству отделки, уровню инженерного оснащения и пр.

Сложившийся в последние годы рынок жилья в Республике Беларусь свидетельствует о присутствии на нем различных конструктивно-технологических систем жилых зданий. Это позволяет наиболее эффективно использовать имеющуюся в республике производственную базу и обеспечить потребности различных социальных групп населения в жилье различных потребительских качеств [4].



## ЛИТЕРАТУРА

1. <http://delostroika.ru/prom-stroi/tech-stroi/240-industrialnye-metody-stroitelstva.html>
2. <http://ais.by/persona/v-belarusi-izmenyayutsya-podhody-k-stroitelstvu-zhilya>
3. <http://delostroika.ru/prom-stroi/tech-stroi/240-industrialnye-metody-stroitelstva.html>
4. Республиканский научно-технический семинар , г.Минск , 24 июня 2014 г «Тенденции развития индустриального домостроения . Современные технологии производства изделий и конструкций сборного железобетона »
5. Международная научно-техническая конференция «Современные методы индустриального домостроения : энергоэффективные системы и конструктивно –технологические решения» <http://bsc.by/story/industrialnoe-domostroenie-obmen-opytom>
6. Международная научно-техническая конференция «Современные методы индустриального домостроения : энергоэффективные системы и конструктивно –технологические решения» Организованная ГП «Институт НИПТИС им. Агаева С.С. »
7. <http://bsc.by/story/industrialnoe-domostroenie-novye-resheniya-novye-vozmozhnosti>

УДК 69:005.216.1

### **ВЛИЯНИЕ КАЧЕСТВЕННЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫХ РАБОТ И РЕМОНТНО- СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ НА СТОИМОСТЬ ВЫПОЛНЕННЫХ РАБОТ**

*ЗЕМЛЯКОВ Г.В., ВОРОНОВА М.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

При определении стоимости выполненных строительно-монтажных и ремонтно-строительных работ не всегда учитываются качественные показатели фактически выполненных работ [1], не-

смотря на то, что оплате подлежат только работы надлежащего качества.

При недобросовестном оформлении документов в процессе выполнения работ при отсутствии в ходе строительства надлежащего контроля качества имеют место факты включения затрат за некачественно выполненные работы в итоговую стоимость.

Действующим законодательством Республики Беларусь определено, что при установлении некачественно выполненных работ заказчик вправе по своему выбору потребовать от подрядчика безвозмездного устранения недостатков в гарантийный срок, соразмерного уменьшения установленной за работу цены либо возмещения своих расходов на устранение недостатков, когда право заказчика устранять их предусмотрено в договоре подряда [2].

Возникающие споры в отношении некачественно выполненных работ разрешаются заказчиком и подрядчиком в рамках действующего законодательства, в том числе условий заключенного договора, в иных случаях – разрешаются в судебном порядке. В ходе рассмотрения подобных споров зачастую возникают ситуации, в которых заказчик готов принять эти выполненные работы при условии соразмерного снижения цены за некачественно выполненные работы.

На указанное обстоятельство обращают внимание и специалисты в области права. Зачастую некачественный результат работ, выполненный подрядчиком, в целом устраивает заказчика и он готов его принять или даже уже принял и использует. Возможно, определенные недостатки были устранены им самостоятельно. То есть имеет место так называемый приемлемый уровень брака – тот уровень брака, при котором заведомо некачественный результат работ устраивает заказчика. Справедливой является оплата принятого результата в подобном случае по какой-либо сниженной цене [3].

Качество каждого отдельного вида работ оказывает влияние на стоимость возводимого либо ремонтируемого объекта, на его эксплуатационные характеристики. С какой целью изначально бы не проводились исследования, в итоге зачастую возникает необходимость в оценке качества выполненных работ в денежном выражении [4].

Как следствие, для разрешения возникающих в судебных спорах вопросов в области строительства зачастую требуется проведение

судебной строительно-технической экспертизы [5]. В тоже время, порядок определения соразмерного уменьшения установленной за работу цены нормативными правовыми актами не урегулирован, что в свою очередь не позволяет провести исследования, связанные с определением стоимостной оценки некачественно выполненных работ. Подобный результат может не устраивать ни заказчика, ни подрядчика, в результате чего с целью разрешить возникший спор возникают различные варианты расчета стоимости, предлагаемые сторонами.

Стоимость некачественно выполненных работ может определяться на основании методик расчета средневзвешенного физического износа, с использованием: информации о среднерыночной стоимости ремонтных работ; информации о среднерыночной стоимости строительных материалов; стоимости фактических затрат, связанных с проведением работ, направленных на устранение выявленных дефектов; иных стоимостных затрат, определяемых в зависимости от конкретно рассматриваемого объекта, порядка выполнения работ на объекте и его эксплуатации.

Любой из выбранных подходов будет исходить из экспертной оценки качества выполненных работ, которая является эффективным способом влияния на качество и как направление научно-технической деятельности чрезвычайно сложна и многогранна. При экспертизе жилых зданий и сооружений выполняется оценка технического состояния конструкций, узлов и здания в целом на конкретный период времени. При этом главным является выявление дефектов, повреждений, оценка причин появления, степени опасности и прогноза остаточного ресурса прочности и деформативности [6].

Общий порядок установления качественных показателей строительных конструкций зданий и сооружений определен соответствующими техническими нормативными правовыми актами в области архитектуры и строительства. При этом основной целью подобных исследований является проведение обследований и технической диагностики конструкций и узлов зданий и сооружений в процессе их возведения, эксплуатации и ремонта. Оценка технического состояния строительных конструкций или инженерных систем, а также эксплуатационных качеств зданий и сооружений выполняется по отдельным группам показателей эксплуатационных качеств.

Установить характер развития дефектов по результатам визуального осмотра и причины их образования в отдельных ситуациях не представляется возможным. Соответственно, невозможно определить характер выявленных дефектов, в связи с чем, возникает необходимость в иных подходах исследования дефектов.

В первую очередь это необходимо в связи с тем, что важным обстоятельством, учитываемым при разрешении споров, является дифференциация выявленных дефектов, а именно отнесение дефектов к явным или скрытым на момент приемки исследуемого вида работ. Устранение явных дефектов и дефектов, вызванных неправильной эксплуатацией объекта, как правило, относится на заказчика и эксплуатирующую организацию. Обязательства по устранению скрытых дефектов, явившихся результатом некачественно выполненных работ, а также выполнению сопутствующих ремонтных работ возлагаются на подрядчика.

Помимо финансовой стороны вопроса также немаловажным является вопрос о возможности эксплуатации объекта, его надежности и долговечности. При этом требуется оперативное и достоверное решение возникающих вопросов.

Единый подход к определению соразмерного уменьшения установленной за работу цены в случае выявления некачественно выполненных работ и к проведению диагностики строительного объекта позволит более оперативно и качественно разрешать возникающие между участниками строительного процесса споры.

В настоящее время широкое распространение получают неразрушающие методы контроля, как наиболее современные, позволяющие проводить исследования в короткий срок с минимальными затратами и достаточно высокой степенью достоверности полученного результата.

Неразрушающий контроль при эксплуатации зданий и сооружений в зависимости от физических явлений, положенных в его основу, подразделяется на механический, магнитный, электрический, вихретоковый, радиоволновой, оптический, радиационный, акустический, проникающими веществами. Методы каждого вида неразрушающего контроля классифицируют: по характеру взаимодействия физических полей с контролируемым материалом конструкции; первичным информативным параметрам; способам получения первичной информации. Использование методов неразрушающего

контроля при диагностике конструкций и элементов дает большие преимущества по сравнению с традиционными визуальными и лабораторными методами испытания проб [6].

Подходы к оценке технического состояния конструкций [5] можно применить для оценки выявленных дефектов с целью установления стоимости некачественно выполненных работ. При этом, если категории технического состояния конструкций для целей стоимостной оценки выделить  $i$ -ое количество, то формула расчета усредненной оценки будет иметь вид

$$K_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n (i \cdot K_i)}{\sum_{i=1}^n K_i}, \quad (1)$$

где  $K_i$  - количество конструкций, имеющих  $i$ -ю категорию технического состояния;

$i$  - категория технического состояния конструкции.

Использование (1) для  $i$ -го количества категорий технического состояния удобно при оценке дефектов, выявленных в несущих элементах здания.

Итоговые весовые показатели, учитывающие выявленные дефекты и их значимость в общей массе дефектов, могут использоваться при распределении стоимостных затрат, связанных с устранением выявленных дефектов, а также при решении вопроса о соразмерном уменьшении цены за некачественно выполненные работы [7].

Выработка единых подходов к определению соразмерного уменьшения установленной за работу цены в случае выявления некачественно выполненных работ возможна на основании действующих нормативных документов в строительстве с учетом сложившейся практики решения споров в строительной отрасли. Немаловажную роль в оперативном и качественном решении вопроса об определении стоимости некачественно выполненных работ играет диагностика строительного объекта с использованием современных методов исследования.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Земляков, Г.В. Показатели оценки качества строительной продукции / Г.В. Земляков // Строительная наука и техника. – 2011. – № 3 (36). – С. 45-46.
2. Гражданский кодекс Республики Беларусь : принят Палатой представителей 28 октября 1998 г. : одобр. Советом Респ. 19 ноября 1998г. : текст Кодекса по состоянию на 30 апр.2012 г. // Консультант Плюс : Версия Проф. Технология 3000 [Электронный ресурс] / Нац. центр правовой информ. Респ. Беларусь. – Минск, 2012.
3. Белявский, С. Опыт разрешения подрядных споров с назначением строительно-технической экспертизы / С. Белявский // Главный инженер в строительстве. – 2013. – № 10 (10). – С. 9-13.
4. Обследование и испытание зданий и сооружений: учебник для ВУЗов / В.Г. Казачек [и др.] ; под ред. В.И. Римшина. – М.: Высшая школа, 2007. – 653 с.
5. 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. – Введ. 15.07.10. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 23 с.
6. Земляков, Г.В. Оценка качественных показателей при проведении строительно-технических экспертиз / Г.В. Земляков, М.В. Воронова // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства : сб. науч.-технич. ст. : в 2 ч. / Белорус. нац. технич. ун-т ; редкол.: В.Ф. Зверев [и др.]. – Минск, 2012. – Ч. 1. – С. 224-230.
7. Земляков, Г.В. Количественная оценка качественных показателей при проведении строительно-технических экспертиз / Г.В. Земляков, М.В. Воронова // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства : сб. науч.-технич. ст. : в 2 ч. / Белорус. нац. технич. ун-т ; редкол.: В.Ф. Зверев [и др.]. – Минск, 2013. – Ч. 1. – С. 213-220.

## **СОСТАВ И ОСОБЕННОСТИ ПРЕДПРОЕКТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ ИНВЕСТИЦИОННОГО ПРОЕКТА СОЗДАНИЯ ОБЪЕКТА ЖИЛОЙ НЕДВИЖИМОСТИ**

*КОСТИКОВА Г.Д., ЗЕМЛЯКОВ Г.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Строительство представляет собой отдельную самостоятельную отрасль экономики страны, которая предназначена для ввода в действие новых, а также реконструкции, расширения, ремонта и технического перевооружения действующих объектов производственного и непромышленного назначения. Определяющая роль отрасли строительства заключается в создании условий для динамичного развития экономики страны. [1]

За 2014 год было принято много нормативных правовых актов, которые внесли существенные изменения в законодательство, регулирующее деятельность строительного комплекса страны и должны улучшить управление строительной отраслью. Так, законодательство было значительно усовершенствовано благодаря принятию указа Президента Республики Беларусь «О мерах по совершенствованию строительной деятельности» от 14 января 2014 г. № 26, в котором детально прописана программа действия предприятий строительной отрасли.

В соответствии с ним жизненный цикл инвестиционного проекта в строительстве, раскрывающий основные стадии этого процесса от инвестиционного замысла до введения в эксплуатацию построенного объекта и его государственной регистрации разделен на предынвестиционную и инвестиционную стадии.

Предынвестиционная стадия включает разработку предпроектной документации, в которой определяется необходимость, техническая возможность, оцениваются воздействия на окружающую, экономическая целесообразность осуществления инвестиций в создание или преобразование объектов строительства, требования к земельному участку, варианты объемно-планировочных и техноло-

гических решений, сведения об инженерных нагрузках, а также источники и объемы финансирования, расчеты по определению эффективности осуществления инвестиций, социальных, экологических и других последствий возведения, реконструкции, реставрации и эксплуатации объектов строительства.

Инвестиционная стадия включает разработку проектной документации, необходимой в целях проектного обеспечения реализации инвестиционного проекта в строительстве, возведение объекта и ввод его в эксплуатацию, государственную регистрацию создания объекта недвижимости и возникновения прав на него.

Результаты предпроектной деятельности являются основанием для принятия решения о реализации инвестиционного проекта, получения акта выбора земельного участка для размещения объекта строительства и выполнения проектно-изыскательских работ. [2]

Таким образом, еще до начала проектирования заказчику (застройщику) необходимо иметь четкое представление об основных параметрах и свойствах объекта, а также оценить его основные характеристики.

При разработке предпроектной документации следует руководствоваться нормативными правовыми актами Республики Беларусь, а также выполняться требования градостроительной документации и градостроительных стратегий развития заказчика.

В соответствии с единой классификацией назначения объектов недвижимого имущества требования и состав предпроектной документации по различным видам объектов недвижимости выделяются объекты промышленного, агропромышленного и жилищно-гражданского назначения, а также инженерной и транспортной инфраструктуры. [3]

Разработка начинается с формирования инвестиционного замысла и издания приказа о начале проекта.

Для зданий и сооружений, относимых СТБ 2331 к первому – четвертому классам сложности [4], предпроектная документация разрабатывается в следующем составе:

1. Декларация о намерениях.
2. Обоснование инвестиций
3. План управления проектом;
4. Бизнес-план (в установленных случаях);
5. Задание на проектирование.



## **1. Декларация о намерениях.**

Включает в себя сводные показатели разделов обоснования инвестирования.

## **2. Обоснование инвестиций.**

Для объектов жилой недвижимости обоснование инвестиций должно включать:

- а) цели инвестирования;
- б) общая характеристика;
- в) мощность (вместимость, пропускная способность);
- г) основные технологические решения (при необходимости);
- д) обеспечение ресурсами;
- е) архитектурно-планировочная концепция;
- ж) бюджет проекта, эффективность инвестиций;
- з) выводы и предложения.

### *а) Цели инвестирования.*

В данном разделе должны быть указаны: цель реализации инвестиционного проекта; экономический, социальный и коммерческий эффекты, ожидаемые от функционирования объекта строительства в намечаемом для строительства месте (районе) при заданных его параметрах.

### *б) Общая характеристика.*

Раздел должен включать: данные о функциональном назначении объекта [3]; основные показатели объекта; краткую характеристику вариантов размещения объекта с основными критериями их оптимальности; ориентировочные размеры земельного участка, его площадь; ссылки на нормативные документы.

### *в) Мощность.*

В разделе должны быть приведены число квартир, общая площадь квартир и площадь жилого здания, показатели, характеризующие площадь здания.

### *г) Основные технологические решения.*

Данный раздел разрабатывается при необходимости в силу типового назначения объектов жилой недвижимости. Он может включать, например, обоснование выбора импортного оборудования, указания по организации контроля качества конечной продукции строительства.

### *д) Обеспечение ресурсами.*

В разделе на основании проектов-аналогов приводят: годовую потребность объекта в необходимых для функционирования ресурсах исходя из принятых технологических решений; потребность и качество ресурсов, предоставляемых через инженерную инфраструктуру; принципиальные решения (схемы) по энергообеспечению, тепло- и водоснабжению, канализации и др., энергосбережению.

е) Архитектурно-планировочная концепция.

В раздел необходимо включить анализ возможных вариантов размещения, объемно-планировочных и основных конструктивных решений объекта строительства. В нем приводят обоснование выбора места размещения объекта строительства на основе критериев оптимальности (экономических, социальных, экологических), наличия сырьевых ресурсов, транспортных и инженерных коммуникаций, других объектов производственного и жилищно-гражданского назначения, а также краткую характеристику выбранного варианта размещения объекта строительства, размеры участка, его площадь.

В состав раздела включают: картографические и другие материалы, отражающие ситуацию на испрашиваемом участке и в границах влияния; принципиальные функциональные, объемно-планировочные и конструктивные решения объекта строительства, принципиальные решения (схемы) по обеспечению инженерной инфраструктурой; энергосбережению; приводят расчеты количества мест стоянки (парковки) автотранспорта.

При необходимости определяют очередность строительства, предложения по организации и продолжительности строительства.

Данный раздел состоит из пояснительной записки и основных чертежей (схем).

ж) Бюджет проекта, эффективность инвестиций.

Раздел должен содержать бюджет проекта на предынвестиционную и инвестиционную стадии проекта; оценку эффективности инвестиций на полный жизненный цикл проекта ( предынвестиционная, инвестиционная, эксплуатационная и ликвидационная стадии).

Оценку эффективности инвестиций производят по результатам количественного и качественного анализа информации, полученной при разработке соответствующих разделов обоснования инвестиций.

Если полученные данные свидетельствуют о недостаточной рентабельности инвестиционного проекта, то производится корректировка его параметров, архитектурно-планировочных решений в целях повышения эффективности проекта.

### з) Выводы и предложения.

В разделе приводят общие выводы о хозяйственной необходимости, технической возможности, коммерческой, экономической и социальной целесообразности инвестиций в строительство объекта с учетом его экономической эффективности, экологической и эксплуатационной безопасности. При разработке нескольких вариантов архитектурно-планировочных решений объекта жилой недвижимости приводят обоснование выбора оптимального варианта. Как правило варианты сравниваются по следующим основным технико-экономическим и финансовым показателям: число квартир, общая площадь квартир и площадь жилого здания, строительный объем, удельный расход энергоресурсов на единицу площади, общая стоимость строительства, стоимость 1 м<sup>2</sup> общей площади, продолжительность строительства.

### **3. План управления проектом.**

План управления проектом составляют с учетом принятой заказчиком (застройщиком) схемы управления инвестиционным проектом (подрядной, генподрядной; комплексным управлением строительной деятельностью или строительством «под ключ») [5].

Выбор схемы управления проектом осуществляется руководителем (управляющим) проекта в плане управления проектом.

В плане управления проектом, как правило, отражаются наиболее значимые события (ключевые вехи) проекта, их планируемые параметры и управленческие решения (действия) по их достижению.

Примерная структура плана управления проектом для объектов первого и второго классов сложности включает следующие разделы: титульный лист; резюме; реестр заинтересованных сторон проекта; организационную структуру управления проектом; план-график реализации проекта; план затрат (бюджет) проекта; ресурсный план; план управления качеством проекта; план управления рисками проекта; план управления поставками проекта; план

управления взаимодействием (коммуникациями) в проекте; план управления изменениями проекта.

Для объектов третьего и четвертого классов сложности план управления проектом должен включать разделы, которые отражают специальные требования заказчика (застройщика), порядок их выполнения и контроля со стороны заинтересованных сторон проекта; указывают результаты, получение которых связано с рисками, и определяют предупреждающие действия, направленные на минимизацию ущерба.

Окончательное решение о составе документов плана управления проектом, необходимых для реализации конкретного проекта, принимает руководитель (управляющий) проектом.

#### **4. Бизнес-план инвестиционного проекта.**

Бизнес-план обязательно разрабатывается, а проект проходит государственную комплексную экспертизу в установленных законодательством случаях, связанных с использованием государственных бюджетных средств, займов и преференций инвестору. Также данный документ может разрабатываться по инициативе заказчика (застройщика) или инвестора[6].

Разработка бизнес-плана включает обобщение данных и сведений по проекту, полученных на предынвестиционной стадии, их уточнение, в том числе посредством проведения дополнительных исследований, переговоров с потенциальными инвесторами, банками, поставщиками оборудования и материальных ресурсов, потребителями продукции, выполнение соответствующих расчетов и осуществление иных действий, способствующих подготовке объективной информации по проекту [7].

#### **5. Задание на проектирование.**

Состав разделов и перечень требований, включаемых в задание на проектирование определяется заказчиком с привлечением, при необходимости, специализированной (проектной или инженерной) организации и может уточняться при подготовке договора подряда на выполнение проектно-изыскательских работ.

Задание на проектирование включается в конкурсную документацию по выбору проектной организации и подписывается руководителем (представителем) проектной организации — победителем

конкурса при заключении договора подряда в подтверждение согласия с указанным заданием.

Состав и содержание задания на проектирование объектов жилой недвижимости включает перечень основных данных и требований и их содержание. Оно незначительно отличается от задания на объекты другого назначения в части основных технико-экономических показателей. Эти показатели приводятся исходя из экономических расчетов, выполненных в бизнес-плане, обосновании инвестиций и иных документах предпроектной стадии и включают: предельную стоимость строительства, основные данные и требования к архитектурно-планировочным, конструктивным решениям объекта, инженерным системам зданий и сооружений и пр.

Основные особенности предпроектной документации, разрабатываемой при создании объекта жилой недвижимости обусловлены его функциональным назначением и условиями эксплуатации.

Так по сравнению с объектами промышленного и агропромышленного назначения разрабатывается меньше разделов обоснования инвестиций.

План управления проектом зависит только от класса объекта.

Бизнес план инвестиционного проекта будет разрабатываться по утвержденной методике, но помимо особенностей самого проекта будет учитывать особенности его финансирования.

Задание на проектирование и прилагаемые у нему исходные данные также имеют свою специфику, связанную с основными показателями объекта.

Таким образом, еще до начала проектирования благодаря разработке предпроектной документации заказчик должен иметь четкое представление об основных параметрах и свойствах объекта, а также оценить благодаря разработке предпроектной документации не только его основные характеристики, но и целесообразность его реализации. В рамках этапа обоснования инвестиций задаются основные параметры функциональной области модели комплексного объединения системы потребления и жизненного цикла объекта жилой недвижимости, то есть происходит учет не только требований заказчика, инвестора, но и конечных потребителей объекта жилой недвижимости. В рамках задания на проектирования эти требования уточняются. [9].

## ЛИТЕРАТУРА

1. Степанова, И. С. Экономика строительства : учебник / под общей ред. И. С. Степанова. — М. : Юрайт-Издат, 2007. — 620 с.
2. 2. Указ Президента Республики Беларусь «О мерах по совершенствованию строительной деятельности» от 14 января 2014 г. № 26.
3. Единая классификация назначения объектов недвижимого имущества. Утверждена постановлением Комитета по земельным ресурсам, геодезии и картографии при Совете Министров Республики Беларусь от 5 июля 2004 г. № 33.
4. Здания и сооружения. Классификация. Основные положения: СТБ 2331-2014, введ. 01.04.2014г., Мн: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2014г. – 13с.
5. Альбом схем, определяющих последовательность действий при осуществлении инвестиционного проекта в строительстве, раскрывающих основные стадии этого процесса и установленные законодательством требования (условия, административные процедуры), соблюдение которых обязательно при прохождении этих стадий. Утвержден постановлением коллегии Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 20 марта 2014 г. № 17.
6. Положение о порядке организации разработки, утверждения и рассмотрения бизнес-планов инвестиционных проектов, а также проведения экспертизы инвестиционных проектов. Утверждено постановлением Совета Министров Республики Беларусь «О бизнес-планах инвестиционных проектов» от 26 мая 2014 г. № 506.
7. Правила разработки бизнес-планов инвестиционных проектов. Утверждены постановлением Министерства экономики Республики Беларусь от 31.08.2005г. № 158.
8. Строительство. Предпроектная документация. Состав и порядок разработки: ТКП 45-1.02-298-2014, утв. 14.07.2014, Мн: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2014г. – 49с.
9. Земляков Г.В., Костикова Г.Д. Функциональный ресурс взаимодействия потребителя и объекта жилой недвижимости / Г.В. Земляков, Г.Д. Костикова // Архитектура и строительство. – 2009. - №10. – С. 46-49.

## **ПЕРСПЕКТИВЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ТОПЛИВНО-ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ РЕСУРСОВ БЕЛАРУСИ**

*ЛЕНКЕВИЧ Р. И., МЯКОТА В.Г.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Важным приоритетом энергетической политики Беларуси в настоящее время является энергосбережение и вовлечение в топливно-энергетический баланс возобновляемых источников энергии и местных топливно-энергетических ресурсов, т.к. общее потребление ТЭР в республике равняется примерно 40 млн. т у. т., из которых собственные ресурсы составляют только 18 %.

Во всем мире получает большое распространение биогазовая энергетика. Биогаз как энергетическое топливо близок по составу к природному газу: в его состав входят 50-87 % метана, 13-15% углекислого газа, незначительные примеси водорода и сероводорода. После очистки получается биометан. Сырьем для получения биогаза могут служить твердые и жидкие отходы АПК, твердые бытовые отходы, сточные воды, отходы лесопромышленного комплекса, специально выращенные культуры (кукуруза, кормовая свекла). Использование биогазовой установки дает возможность:

- сжигать газ для целей теплоснабжения близлежащих потребителей;
- получать электрическую энергию и тепло при использовании когенерационной установки;
- подавать метан в газораспределительные сети после очистки биогаза от примесей;
- решать экологические проблемы: биогазовые установки могут устанавливаться как на очистных сооружениях, на фермах, птицефабриках, спиртовых заводах, мясокомбинатах, что повышает санитарно-гигиеническое состояние этих предприятий;
- производство биогаза позволяет предотвратить выбросы метана в атмосферу, снизить применение химических удобрений, сократить нагрузки на грунтовые воды.

Потенциал страны по производству биогаза оценивается примерно в 2 млрд. куб. м в год при общем потреблении газа около 20 млрд. В республике уже работают 39 биогазовых установок мощностью 40 МВт.

К нетрадиционным источникам энергии относится энергия ветра. Создание в Беларуси ветроустановок мощностью 1,5 МВт и более позволяет ежегодно замещать около 13 тыс. т у. т. Предполагается ввести около 10 ветроустановок мощностью 15 МВт. Рекомендуются новые ВЭУ, основанные на эффекте Магнуса, когда в качестве аэродинамических элементов используются не лопастные, а вращающиеся усеченные конусы специальной формы, подъемная сила которых в 6-8 раз превосходит подъемную силу в лопастях. Главное их преимущество состоит в том, что они могут эффективно работать при скоростях ветра, характерных для условий Беларуси.

Изучается возможность использовать потоки и перемещения воздушных масс, вызванные проходящей грузовой фурой, для того, чтобы привести в движение лопасти ветроустановки и выработать таким образом электроэнергию.

Новый вид ветроустановки выглядит весьма необычно – у него не лопасти пропеллера, а расположенный в горизонтальной или вертикальной плоскости набор улавливающих порыв ветра пластин. Установлено, что мощное завихрение воздуха, следующее в течении нескольких секунд после прохода фуры или тяжелого грузовика, обладает значительной энергией. Устанавливаться оборудование будет в нескольких метрах от проезжей части. В год один генератор сможет выработать около 9600 кВт ч электричества. Согласно расчетам экспертов, ветроустановка мощностью 1 МВт в течении 20 лет позволяет заместить примерно 29 тыс т. угля, также сокращаются выбросы углекислого газа и других веществ в атмосферу.

Неисчерпаемыми являются и геотермальные ресурсы. Они подразделяются на гидротермальные (подземные воды, пароводяные смеси, пар) и петротермальные (глубинное тепло Земли). В последние годы в мире построены сотни тысяч геотермальных установок на базе тепловых насосов. Объем выработанного тепла за счет использования геотермальных ресурсов эквивалентен ежегодной экономии 307,8 млн баррелей нефти и предотвращает выброс в атмосферу 46,6 млн т углерода и 148,2 млн т углекислого газа. На всей



территории Беларуси выявлены геотермальные ресурсы, однако наиболее благоприятным регионом для их использования является Припятский прогиб. В республике действует более 100 геотермальных установок, в основном, для отопления. Одним из факторов, сдерживающих развитие этого вида энергетики в стране является отсутствие промышленного изготовления тепловых насосов и другого геотермического оборудования.

В республике довольно высок потенциал бурых углей, общий запас которых составляет 152 млн т (37 млн т у. т.).

Имеющиеся в Беларуси угли низкокалорийные (теплота сгорания – 3500 – 4000 ккал/кг), влажность 36-68%, средняя зольность – 8-42%. Бурые угли можно использовать в качестве коммунально-бытового топлива после подсушки и брикетирования в смеси с торфом или для получения генераторного газа. Если учесть проблемы с топливом в нашей республике, то можно констатировать, что существует реальная необходимость дальнейшем освоении месторождений этого ископаемого. В 2015 году планируется строительство электрической станции на бурых углях мощностью порядка 400 МВт.

В Беларуси достаточно велики запасы горючих сланцев. Общие запасы Любанского и Туровского месторождений оцениваются в 1 млрд т., промышленные в 3,6 млрд т. Наиболее изученным является Туровское месторождение. Теплота сгорания этих сланцев – 1000-1600 ккал/кг, зольность около 75%, выходы смолы – 6-12%.

По своим качественным показателям сланцы не являются эффективным топливом из-за высокой зольности и низкой теплоты сгорания. Стоимость полученных электроносителей при этом достаточно высока и приближается к мировым ценам на нефть. Учитывая, что в настоящее время наметилась тенденция к повышению цен на электроносители, вероятно, есть смысл еще раз более тщательно проанализировать перспективы использования горючих сланцев с учетом имеющихся современных технологий. В ближайшее время планируется опробовать наиболее оптимальную технологию переработки сланцев и, для этого построить горно-обоганительный комбинат. Прогнозные ресурсы этого сырья в целом в республике оцениваются в 930 трлн т, а потенциальные запасы заключенных в них сланцевой смолы, из которой получают газ, бензин, мазут, а также широкий спектр продукции для нефтехимического комплекса – в 53

трлн т. Международные нефтяные концерны давно проявляют интерес к горючим сланцам. Большинство ориентируются на получение из них сланцевой смолы как заменителя нефти. Синтетическую нефть уже вырабатывают в Китае, Эстонии, Бразилии. США сумели за счет сланцевого газа в течении нескольких лет почти полностью отказаться от импорта при родного газа из других стран. Доказано, что при переработке 10 млн т горючих сланцев Туровского месторождения в год по предварительной технологии можно получить около 650 тыс. т. сланцевой нефти, 90-100тыс. т газового бензина, 350-550 млн. м<sup>3</sup> газа.

В Беларуси следует активнее использовать вторичные энергетические ресурсы (ВЭР). Различают следующие виды ВЭР:

- горючие ВЭР – это горючие газы и отходы одного производства, которые могут быть применены непосредственно в виде топлива в других производствах, например доменный газ – в металлургии; щепы, опилки стружка – в деревообрабатывающей промышленности; твердые, жидкие промышленные отходы – в химической и нефтегазопереработке и т.д;

- ВЭР избыточного давления – это потенциальная энергия покидающих установку газов, воды, пара с повышенным давлением, которая может быть еще использована перед их выбросом в атмосферу или тепловым использованием. Основное направление таких ВЭР – получение механической или электрической энергии;

- тепловые ВЭР – это физическая теплота отходящих газов, основной и побочной продукции производства; теплота золы и шлаков, горячей воды и пара, отработанных технологических установках, рабочих тел систем охлаждения технологических установок.; они могут использоваться как непосредственно в виде теплоты, так и для раздельной или комбинированной выработки теплоты, холода, электроэнергии в утилизационных установках.

Вовлечение в топливно-энергетический баланс страны ядерной энергии, угля, горючих сланцев, нетрадиционных и возобновляемых источников энергии позволит уменьшить к 2020 году потребление природного газа на 7 млрд куб. м в год и сократить его долю в общем потреблении до 46,6 % (против 63,5 % в 2010 году), а в котельно-топливном производстве - до 55% (против 83 % в 2010 году).

## ЛИТЕРАТУРА

1. Варнавский Б.П., Колесников А.И., Федоров М.М. Энергоаудит объектов коммунального хозяйства и промышленных предприятий. - М.,1998
2. Зуй В.И., Грибик Я.Г. Геотермальные ресурсы Беларуси и их использование/ Энергетическая стратегия 2010 N 8. С 35-39.
3. Пугач Л. И., Серант Ф. А., Серант Д. Ф. Нетрадиционная энергетика - возобновляемые источники, использование биомассы, термохимическая подготовка, экологическая безопасность. - Новосибирск: Изд-во НГТУ,2006 г.

УДК 69:005.8

### **УПРАВЛЕНИЕ ПРОЕКТОМ. ВЧЕРА, СЕГОДНЯ, ЗАВТРА**

*ПАСЬКО Ю.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Достижение целей с определенным уровнем качества – задача, в решении которой наука предлагает уже более полувека в качестве методического инструментария теорию и практику Управления проектом.

И чтобы движение вперед предполагало такое достижение целей в увязке с оптимальными показателями (бюджет, время, трудозатраты, иные ключевые характеристики), необходимо регулярное повторение цикла верификации состояния системы, состоящего, как минимум, из трех этапов:

1. Отслеживание курса этого движения, как бы взгляд на систему со стороны, охватывание в понимании всего пройденного пути, ее истинного текущего состояния, а также его перспективного направления (либо направлений) развития;

2. Сравнение с некоторым базисным положением вещей. За последнее в техногенном мире, как правило, принимается линия здравого смысла, а в рамках коллективного разума (цивилизации в целом) – истина, в трактовке Авторитарной, Когерентной, Конвенци-

ональной теорий и Прагматической концепции, в обособленном либо комплексном представлении;

3. Организационное воздействие на системные элементы (участников движения) либо на осуществляющую движение систему в целом для приведения состояния системы к нормали, определяемой базовым положением вещей (базовым планом).

Усиление интеграционных процессов, в том числе в рамках Евразийского экономического союза (далее – ЕАЭС), активная работа по переходу на Еврокоды и реорганизации субъектов хозяйствования строительных сфер национальных экономических систем в целях «вживления» методик проектного менеджмента, особенно активно идет в России, Казахстане и Республике Беларусь.

Первый этап - подготовительный. Планируется завершить разработку комплекта строительных норм СН РК EN, строительных норм и сводов правил на здания и сооружения, инженерные системы, гармонизацию ссылочных стандартов, поддерживающих строительные нормы и своды правил, идентичные Еврокодам, и национальных приложений к ним с учетом климатических, геологических, природно-климатических, сейсмологических и других национальных особенностей Казахстана.

Второй этап - переход на новую систему технического регулирования начнется также с 2015 года и до 2020 года. В указанный период времени продлится «период сосуществования» старой и новой систем технического регулирования.

Обобщением опыта применения и корректировкой новой нормативной базы ознаменуется третий этап, который начнется с 2021 года. В период до 2025 года будут получены и обобщены видимые результаты реформы.

В макроэкономических областях и в отраслях экономики, где крайне высоки материалоемкость и (или) удельная стоимость единицы создаваемого полезного продукта, особенно важным являются своевременное отслеживание направлений развития, сокращение временных промежутков фиксации дискретного состояния системы (объекта, его части, выполняемых работ).

И именно в силу вышесказанного представляется целесообразным анализ состояния такой совокупности знаний как Управление проектом – синтетической дисциплины, базирующейся на знаниях, получаемых при изучении целого комплекса естественно-научных и

синтетических дисциплин. Актуален такой анализ и в связи с переходом строительной отрасли к работе по Еврокодам, поскольку дрейф национальных систем, обеспечивающих функционирование строительного комплекса Республики Беларусь, в сторону нового базиса возможен лишь при внимательном отслеживании состояния систем (проектов, происходящего) и его сравнения с базовым (плановым, предполагаемым) состоянием.

В мировой практике, в том числе и в Европе организация строительного производства базируется, как правило, на контрактах FIDIC, формы которых сбалансированы для типичных условий, в которых ведется строительство. При переходе к учету Еврокодов в ходе проектирования, строительства и обслуживания объектов недвижимости положения контрактов FIDIC должны также явиться основой для построения в первую очередь систему управления проектом, используемой для организации строительного производства. Однако при переходе в работе на контракты FIDIC не обойтись не только без знания их актуальных форм, но и истории их развития.

Первоначально деятельность FIDIC была нацелена на создание единой международной методологической базы деятельности инженеров-консультантов. Следует отметить, что в различных странах существовали и существуют по сей день различные подходы к решению ряда вопросов, регламентирующих деятельность инженеров-консультантов. Со временем функции Международной федерации инженеров-консультантов расширились, и сейчас основные усилия FIDIC концентрирует на разработке типовых условий контрактов для использования с целью регулирования взаимоотношений участников международных инвестиционно-строительных процессов.

Различия между отдельными формами типовых договоров FIDIC, как правило, как раз и состоят в позиции Инженера, в наличии или отсутствии других участников строительного проекта, а также в распределении обязанностей между Заказчиком и Исполнителем по основным стадиям строительного проекта, как то:

- Поставка оборудования, инжиниринг и проектирование;
- Строительство;
- Приемка в эксплуатацию и управление.

Указанные стадии строительного проекта являются базовыми, могут осуществляться одновременно и не включают множество промежуточных стадий.

Традиционно структура большинства форм FIDIC является двухкомпонентной. Большинство форм делится на две части – часть первая (общая), в которой содержатся нормы общего применения, и часть вторая (особенная), в которой определяются специфические черты, характерные именно для данного проекта. Кроме того, каждый договор FIDIC может включать в себя значительное количество приложений, определяющих отдельные аспекты взаимодействия сторон Контракта. Общая часть детально и последовательно определяет порядок взаимодействия всех сторон Контракта в течение срока реализации строительного проекта. В результате использования такой детальной регламентации стороны Контракта получают ясную схему взаимодействия, осуществления работ и распределения рисков. Кроме того, детализация имеет и еще один результат – использование такой формы подразумевает значительную проработку самого строительного проекта и знание его отличительных особенностей. Любая форма FIDIC, таким образом – это своеобразное руководство по переговорам с контрагентом. Максимальная детализация предполагает, что к моменту заключения контракта все проблемные вопросы выяснены, прошли через обсуждение сторонами, и по ним имеется единое мнение сторон. Однако общая часть содержит лишь общие положения контракта. Предполагается, что наиболее важные положения любого контракта содержатся в его особенной части. Особенная часть изменяет и дополняет условия общей части. Несмотря на то, что вся структура контракта в целом на первый взгляд может выглядеть несколько громоздкой, она достаточно проста в применении и обеспечивает детальную отработку всех связанных с потенциальными рисками вопросов.

Структурно же контракты, составленные по форме FIDIC, состоят из трех основных частей: соглашения, условий подряда на возведение объектов гражданского строительства и условий частного применения.

Как отдельно предмет, Управление проектом начинает развиваться с 60-х годов 20 века, при том, что менеджеры проектов явно были и раньше.

Сегодня это прежде всего Project Management Body of Knowledge (PMBoK), и такие своды знаний, как Personal Software Process (PSP), Team Software Process (TSP) и PRINCE2. Эти техники ориентированы на стандартизацию практики коллективной работы, делая ее проще для понимания и управления. Critical chain – метод критической цепи является более поздним расширением традиционного метода критического пути - critical path method.

На сегодняшний день, PMBoK является и стандартом ANSI, ISO 21500.

Институт Управления Проектами (PMI), разработавший Руководство к Своду знаний по управлению проектами Руководство PMBOK®, был образован в 1969 г. Основной мыслью при его основании было представление об общности многих практических подходов к управлению проектами, которые применяются в таких различных областях приложения, как, например, строительство и фармацевтика.

В организациях, инсталлировавших систему управления проектом, актуальна Модель развития компетенций менеджера проекта, разработанная PMI, базирующаяся на самых разнообразных знаниях, только определений которым обнаруживается не менее десятка.

Наработка, сохранение, актуализация и повторное (обновленное) использование таковых знаний требует и соответствующего подхода, который в мировой практике именуется УПРАВЛЕНИЕ ЗНАНИЯМИ.

В мире существуют две ведущие организации, занимающиеся вопросами управления проектами: PMI (США), который объединяет более 400 тыс. проектных менеджеров всего мира из 180 стран, а число сертифицированных PMI профессионалов при этом составляет более 600 тыс.

Международная ассоциация управления проектами (IPMA), объединяет 55 национальных ассоциаций, включающих около 195 тыс. сертифицированных профессионалов. Существуют и другие профессиональные организации, такие как PMAJ, APM, GPM, ISO и ряд других, но все они, как правило, в той или иной мере связаны в своей деятельности именно с этими двумя мировыми центрами профессиональных знаний – IPMA и PMI.

Неотъемлемая часть системы управления проектами – база хранения знаний и информации о проектах организации в целом. Реа-

лизуется последняя следующим образом. Физически данные хранятся в электронном виде на сервере предприятия; программно – для накопления, хранения и обработки данных – используется серверная часть программного обеспечения – Rillsoft Integration searver (далее – RIS). Может использоваться и не серверная версия программного обеспечения, когда информационная модель строительного проекта (далее – ИМСП) разворачивается на персональном компьютере, к примеру, проектного менеджера.

Реализована возможность перевода большей части целевой информации, необходимой для создания информационной модели строительного проекта, накапливаемой в локальных сметах, без потери ее истинности в 100 % переносимого объема из указанных смет в ИМСП. При этом импорт информации занимает не более 1 минуты, а реализованная технология переноса данных позволила сократить трудозатраты при подготовке ИМСП на десятки, а в масштабных проектах – на сотни чел.-часов. Завершается подготовка ИМСП вводом информации о технологических ограничениях, назначении специалистов, персонала и команд на соответствующие единичные работы, после чего модель готова к визуализации реагирования проекта в реальном масштабе времени на любые организационные воздействия в виде диаграмм, графиков, таблиц.

Возможность получения без задержки подробные представления и отчеты о состоянии проекта на текущей либо последующих стадиях в результате текущего либо будущего организационного воздействия реализована в программно-аппаратном комплексе на основе методик PERT, «критического пути» и алгоритмов, предоставляющих возможность подготовки «настраиваемых» отчетов.

Вопросы, требующие сегодня решения на уровне университета для продвижения вперед:

- Создание и поддержание серверного пространства для размещения серверных компонент программных комплексов, задействованных в учебном процессе по управлению проектами;

- Реализация политики информационной безопасности в локальной сети университетов (антивирусное обеспечение – в числе первых, и вплоть до радикальных – миграции в вопросах программного обеспечения на защищенные операционные системы (не поддерживающие вирусные атаки));



- Активизация работы по мотивированию проектных менеджеров реального сектора экономики в преподавательской деятельности и сотрудничеству с университетами;

-Активация всех форм диалога и использование всех имеющихся возможностей по кооперированию с предприятиями реального сектора экономики, осуществляющими проектный менеджмент (в частности в строительстве).

## ЛИТЕРАТУРА

1. Акофф, Рассел Л. Планирование будущего корпорации / Р.Л. Акофф : Пер. с англ. В.А. Бирюков, М.М. Крейсберг [Ред. В.Т. Рысин]. – М. : Прогресс, 1985. – 256 с.;

2. Закуп работ по строительству в условиях реформирования нормативной базы строительной сферы, совершенствования государственных закупок [Электронный ресурс] // Юридическая Компания Товарищество с ограниченной ответственностью «MG Legal Consulting ». – Режим доступа: [mglc.kz/d/354006/d/statya2stroitelstvo.pdf](http://mglc.kz/d/354006/d/statya2stroitelstvo.pdf) – Дата доступа: 22.05.2015.;

3. Тенденции развития знаний в проектном менеджменте [Электронный ресурс] // ОНПУ: Одесский национальный политехнический университет. – Режим доступа: [storage.library.opu.ua/online/periodic/kms\\_2015\\_10/009-016.pdf](http://storage.library.opu.ua/online/periodic/kms_2015_10/009-016.pdf) – Дата доступа: 22.05.2015.;

4. Википедия, свободная энциклопедия [Электронный ресурс] // WIKIPEDIA. – Режим доступа: <https://ru.wikipedia.org> – Дата доступа: 22.05.2015.;

5. Project management institute 2013 annual report [Electronic resource] // PMI: Project Management Institute. – Mode of access: <http://www.pmi.org/About-Us/About-Us-Annual-Report.aspx> – Date of access: 22.05.2015.

**РАЗДЕЛ V. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА  
СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ  
И КОНСТРУКЦИЙ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИННОВАЦИОННОЙ  
ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
ПРИ ПЕРЕХОДЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ  
НА ЕВРОПЕЙСКИЕ СТАНДАРТЫ**

(г. Минск, БНТУ — 26-27.05.2015)

УДК 624.01/. 04

**РАСЧЕТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ МОДЕЛЬ  
КАРБОНИЗАЦИИ БЕТОНА СРАЗУ ПОСЛЕ  
ИЗГОТОВЛЕНИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ТВО**

*ВАСИЛЬЕВ А.А.ШЕВЧЕНКО Д.Н.*

Белорусский государственный университет транспорта  
Гомель, Беларусь

**Введение**

Карбонизация является основным видом коррозии бетона железобетонных элементов (ЖБЭ) и конструкций (ЖБК), эксплуатирующихся в различных воздушных средах. Поэтому для ее оценки и прогнозирования разработаны различные модели. В основном все они базируются на использовании индикаторного метода – фенолфталеинового теста (ФФТ).

Его применение считается возможным, поскольку в соответствии с общепринятыми представлениями карбонизация развивается линейно с поверхности вглубь бетона, при этом реакция карбонизации происходит в узкой (около 1 мм) зоне. Скорость карбонизации определяется диффузионными процессами. Процесс карбонизации рассматривается как конечный во времени и по сечению бетона [1]. На основе определения толщины нейтрализованного слоя бетона фенолфталеиновым тестом выведено основное уравнение карбонизации бетона [1].

Соответственно, оценку и прогнозирование развития карбонизации рекомендуется выполнять на основе ФФТ.

Так в Европе сегодня используются нормативные документы EN13295: 2004 «Продукты и системы защиты и ремонта бетонных конструкций. Методы испытания. Определение стойкости и карбонизации», EN 14630: 2006 «Продукты и системы для защиты и восстановления бетонных конструкций. Метод тестирования. Определение глубины карбонизации в затвердевшем бетоне фенолфталеиновым методом».

Результаты многолетних авторских исследований развития карбонизации во времени по сечению бетонов различных классов по прочности [1,2] показывают, что карбонизация по сечению бетона развивается не линейно, с четкой границей «здорового» и «больного» бетонов, а по сложной экспоненциальной зависимости. Для ЖБЭ и ЖБК, эксплуатирующихся в различных атмосферных средах, она никогда не прекращается, в течение времени, в зависимости от изменяющихся эксплуатационных условий, может только изменяться ее интенсивность. А введенный для увязки (по ФФТ) толщины карбонизированного бетона эффективный коэффициент диффузии  $\text{CO}_2$  абсолютно не определяет карбонизационные процессы в реально эксплуатируемых ЖБЭ и ЖБК. Соответственно, и попытки на его основе оценивать и прогнозировать карбонизацию в зависимости от различных факторов, не дают положительного результата.

Для создания расчетно-экспериментальной модели развития карбонизации во времени по сечению бетонов необходимо:

- исследовать изменение карбонизации по сечению бетонов различных составов для каждого основного класса по прочности сразу после изготовления бетона (начальную карбонизацию);
- исследовать изменение карбонизации во времени в зоне расположения арматуры для бетонов различных классов по прочности;
- получить регрессионные зависимости развития карбонизации по сечению бетонов различных классов по прочности для разных составов сразу после изготовления бетона;
- получить регрессионные зависимости развития карбонизации во времени в зоне расположения арматуры бетонов различных классов по прочности;

– на основании анализа полученных выражений предложить расчетно-экспериментальные зависимости изменения карбонизации во времени по сечению бетонов различных классов по прочности при проектировании ЖБЭ (ЖБК) и в зависимости от количества использованного цемента, В/Ц, и др. – при проектировании состава бетонной смеси;

– получить расчетно-экспериментальные зависимости изменения карбонизации во времени по сечению бетонов различных классов по прочности в зависимости от фактического значения карбонизации при обследовании ЖБЭ и ЖБК.

### **Результаты экспериментов и их анализ**

В данной работе рассмотрено получение регрессионных зависимостей развития карбонизации сразу после ТВО (начальной карбонизации).

Для оценки и прогнозирования карбонизации при исследовании цементно-песчаной фракции бетона определяли карбонатную составляющую (показатель КС). Поскольку именно он определяет количество образовавшегося карбоната кальция ( $\text{CaCO}_3$ ) – карбонизацию бетона. Показатель КС определяли объемно-газовым методом [2]. Статистическую обработку экспериментальных данных производили при помощи табличного процессора «Excel».

Для определения начальных параметров карбонизации (показателя  $\text{КС}_0$ ) исследовали кубики сечением  $100 \times 100 \times 100$  мм, выполненные в заводских условиях из бетонов основных классов по прочности  $\text{C}^{12}/_{15}$  –  $\text{C}^{30}/_{37}$  различных типовых составов для основных типов ЖБЭ. При выборе составов учитывались требования существующих нормативов в части рекомендуемых: марок цемента, его количества и параметров бетонной смеси для различных типов ЖБЭ.

Для подбора составов бетона использовался многофакторный метод проф. В. В. Бабицкого. Для изготовления кубиков использовали цемент М500 активностью 28–32 МПа и бетонную смесь П1 с ОК1–4.

Составы бетона приведены в таблице 1.

При изготовлении кубиков был использован цемент марки ПЦ500 Костюковичского завода. После изготовления кубики подвергали тепловлажностной обработке (ТВО) по стандартному режиму.

Для каждого состава бетона на определенный класс по прочности исследовали по три кубика. Определяли значения  $K_{C0}$  по сечению с шагом 2,5 мм.

Поскольку в поверхностном слое бетона происходит разложение образовавшихся карбонатов под воздействием агрессивных кислотных газов, что особенно сказывается при длительной эксплуатации ЖБЭ, и должно быть учтено при моделировании карбонизации во времени, за начальное значение принимали отметку сечения – 2,5 мм.

Таблица 1

Составы образцов бетона

Класс бетона по прочности на сжатие	В/Ц	Осадка конуса, см	Состав смеси, кг/м <sup>3</sup>				
			Ц	П	Щ	В	С-3, κ = 8 %
C <sup>12</sup> / <sub>15</sub>	0,858	1	194	851	1194	166	15,5
	0,856	4	212	832	1158	181	17,0
C <sup>16</sup> / <sub>20</sub>	0,655	1	250	793	1210	164	20,0
	0,653	4	273	773	1172	178	21,8
C <sup>18</sup> / <sub>22,5</sub>	0,587	1	277	770	1213	163	22,2
	0,599	4	302	751	1161	181	24,2
C <sup>20</sup> / <sub>25</sub>	0,546	1	303	746	1208	165	24,2
	0,546	4	331	729	1160	181	26,5
C <sup>22</sup> / <sub>27,5</sub>	0,502	1	328	727	1207	165	26,2
	0,489	4	349	713	1188	171	27,9
C <sup>25</sup> / <sub>30</sub>	0,453	1	353	714	1212	160	28,2
	0,466	4	392	676	1154	183	31,4
C <sup>28</sup> / <sub>35</sub>	0,409	1	411	667	1186	168	32,9
	0,409	4	457	637	1126	187	36,6
C <sup>30</sup> / <sub>37</sub>	0,391	1	434	653	1177	170	34,7
	0,391	4	482	621	1117	189	38,6

*Примечания*  
1 В/Ц – водоцементное отношение.  
2 Ц, П, Щ, В, С-3 – массы цемента, песка, щебня, воды, добавки, кг.

Для каждого состава бетона на определенный класс по прочности исследовали по четыре кубика. Отбор проб бетона выполняли в соответствии с методиками [2].

Был получен набор значений показателя  $K_{C0}$  для каждого сечения (по 10 значений с учетом отбраковки с погрешностью более 20 %), по которым были построены усредненные экспериментальные регрессионные зависимости  $l-K_{C0}$  (рисунок 1).

Проверка значимости регрессионной модели выполнялась методами математической статистики.

Для каждого сечения (2,5– 25 мм) с шагом 2,5 мм строились гистограммы остатков. Для проверки того, что неучитываемые в модели факторы взаимно компенсируются и среди них нет значимо влияющих (помимо уже учтенных), проверялась гипотеза о нормальном распределении остатков с нулевым математическим ожиданием.

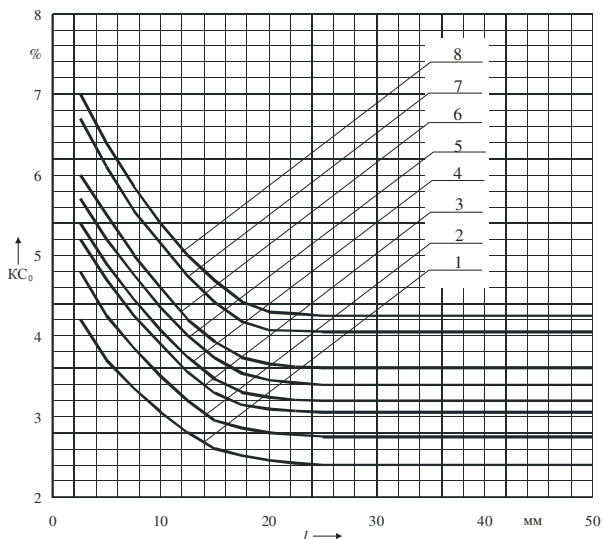


Рис. 2.1. Распределение карбонатной составляющей по сечению образцов бетона сразу после ТВО для классов бетона по прочности:

1 –  $C^{12}/_{15}$ ; 2 –  $C^{16}/_{20}$ ; 3 –  $C^{18}/_{22,5}$ ; 4 –  $C^{20}/_{25}$ ; 5 –  $C^{22}/_{27,5}$ ;  
6 –  $C^{25}/_{30}$ ; 7 –  $C^{28}/_{35}$ ; 8 –  $C^{30}/_{37}$

Проверка «нормальности» остатков осуществлялась критериями Шапиро-Вилка, Колмогорова-Смирнова, реализованными в пакете Statgraphics. Отсутствие систематической ошибки определялось критерием Стьюдента.

На рисунке 2 и в таблице 2 представлена оценка значимости регрессионной модели  $l-KC_0$  для сечения 5,0 мм бетона класса по прочности  $C^{12}/_{15}$ .

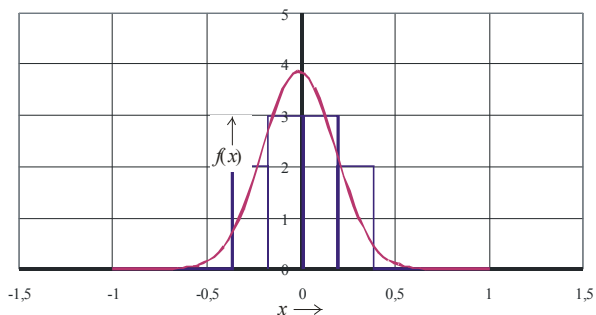


Рис. 2.2. Гистограмма остатков с нанесенной функцией плотности нормального распределения для сечения 5,0 мм

Таблица 2

Статистическая проверка остатков регрессионной модели  
для сечения 5,0 мм

Параметр	«Нормальность» остатков		Отсутствие систематической ошибки	Попадание в 95 % интервал, % значений $KC_0$	Попадание в 50 % интервал, % значений $KC_0$
	Статистика Шапиро-Вилка, P-Value	Статистика Колмогорова-Смирнова, P-Value	t статистика Стьюдента, P-Value		
Остаток	0,453597	0,902483	0,860972	10	4

Значимость регрессионной модели определялась критерием Фишера.

В качестве примера в таблице 3 приведена статистическая проверка остатков регрессионной модели для бетона класса по прочности  $C^{12}/_{15}$ .

Она показала, что по всем сечениям все исследованных бетонов значения показателя P-value (критерии Шапиро-Вилка, Колмогорова-Смирнова и Стьюдента) значительно больше 0,05, что свидетельствует о том, что гипотезы о нормальном распределении остатков и нулевом математическом ожидании остатков согласуются с фактическими данными. А поскольку для критерия Фишера значения показателя P-value значительно меньше 0,05, то гипотеза о «неадекватности» модели отклоняется и с вероятностью, превышающей 0,95 (принятой в инженерной практике для оценки уровня значимости), можно утверждать, что все полученные регрессионные модели адекватно описывают предложенные зависимости.



Таблица 3

Статистическая проверка остатков регрессионных моделей  
для бетона класса по прочности  $C^{12}/_{15}$

Статистическая проверка		«Нормальность» остатков		Отсутствие систематической ошибки	Адекватность модели	
Параметр	Сечение, мм	Статистика Шапиро-Вилка, P-Value	Статистика Колмогорова-Смирнова, P-Value	t статистика Стьюдента, P-Value	Статистика Фишера	
					F-ratio	P-Value
Остатки	2,5	0,916114	0,974589	0,413864	5,01232	0,733422
	5,0	0,453597	0,902483	0,860972		
	7,5	0,876427	0,993139	0,412097		
	10,0	0,731286	0,943848	0,701185		
	12,5	0,916864	0,999581	0,144112		
	15,0	0,314978	0,855167	0,723929		
	17,5	0,138313	0,343340	0,457120		
	20,0	0,281766	0,852560	0,626846		
	22,5	0,940944	0,978880	0,508345		
	25,0	0,093214	0,639199	0,210498		

Для построения математической модели, адекватно отражающей процесс карбонизации бетона по его сечению, на основе экспериментальных данных использовали методы регрессионного и корреляционного анализа.

При этом, при подборе аппроксимирующей регрессионной кривой учитывали две противоречивые тенденции:

1) с одной стороны, уравнение кривой стремились усложнить, для лучшего сглаживания экспериментальных точек;

2) с другой стороны, сложные аппроксимирующие функции обладают плохими предсказательными возможностями и содержат в своем составе большое число параметров, требующих оценки, что усложняет их применение.

Кроме того, при выборе аппроксимирующей кривой учитывали суть происходящих химических процессов деградации свойств бетона по сечению  $l$ .

Поскольку аппроксимирующая кривая зачастую удовлетворяет вышеперечисленным требованиям (хорошее сглаживание, соответствие здравому смыслу и т.п.) только на некотором интервале значений влияющей величины глубины  $l$ , на ее разных интервалах использовали различные аппроксимирующие кривые.

Основные требования, предъявленные к аппроксимирующей функции  $KC(l)$ :

1) непрерывность функции карбонизации  $KC(l)$  на интервале значений глубины  $0 < l < 0,1$  м;

2) монотонное убывание  $KC(l)$  на этом же интервале (производная функции  $KC(l)$  на заданном интервале меньше нуля);

3) скорость убывания функции  $KC(l)$  уменьшается с ростом значения  $l$  [т.е.  $KC(l_1) > KC(l_2)$  при  $l_1 < l_2$ ].

При подборе уравнения зависимости  $KC(l)$  наилучшие результаты (хорошее сглаживание точек, большой  $R^2$ , соответствие здравому смыслу и заданным выше требованиям) дали пятипараметрические уравнения вида

$$KC(l) = \alpha_0 + (\alpha_1 + \alpha_2 l) / (\alpha_3 + \alpha_4 l^3); \quad (1)$$

$$KC(l) = \beta_0 + \beta_1 \cdot \exp[-((l - \beta_2) / \beta_3) \beta_4], \quad (2)$$

где параметры  $\alpha_i$  и  $\beta_i$  ( $i = 0, 1, \dots, 4$ ) определялись методом наименьших квадратов, известным в математической статистике и реализованным в пакетах Statgraphics и MathCAD.

Достоинством уравнения (1) является возможность аналитического определения параметров  $\beta_i$  ( $i = 0, 1, \dots, 4$ ) методом наименьших квадратов, а достоинствами уравнения (2) – большее, как правило, по сравнению с уравнением (1), значение  $R^2$ ; функция удовлетворяет предъявляемым требованиям на всем множестве значений параметров; наличие конкретного физического смысла ее параметров  $\beta_i$  ( $i = 0, 1, \dots, 4$ ).

Параметр  $\beta_0$  определяет наименьшее значение  $KC(l)$  (обычно,  $\beta_0 = KC(0,1$  м));  $\beta_1$  – разность минимального и максимального значений  $KC(l)$ ;  $\beta_2$  – минимальное значение  $l$  (обычно,  $\beta_2 = 0$ );  $\beta_3 > 0$  и  $\beta_4 > 0$  определяют форму кривой и координаты точек перегиба.

Основным недостатком функции (2) является невозможность аналитического определения ее параметров методом наименьших квадратов (в том числе с помощью пакетов компьютерной математики и статистического анализа данных) в силу нелинейности функции по параметрам. Единственным подходом виделось численное решение задачи оценки параметров  $\beta_i$  с перебором всех возможных значений параметров для минимизации суммы квадратов

отклонений экспериментальных точек от уравнения регрессии. Сложность реализации данного подхода заключается в следующем:

- наличие локальных минимумов суммы квадратов отклонений экспериментальных точек от уравнения регрессии, что обуславливает полный перебор всех возможных значений параметров;

- перебор всех возможных значений параметров с точностью каждого из них в три значащие цифры требует  $(10^3)^5 = 10^{15}$  итераций (здесь 5 – количество оцениваемых параметров).

Однако удалось уменьшить количество перебираемых параметров до двух ( $\beta_2$  и  $\beta_3$ ), определяя значения других параметров аналитически для заданных значений ( $\beta_2$  и  $\beta_3$ ). Таким образом, количество итераций удалось сократить до  $(10^3)^2 = 10^6$ , что требует нескольких минут машинного времени.

В дальнейшем для определения параметров уравнения регрессии будет использоваться метод случайного поиска, который:

- за незначительное машинное время позволит получать приемлемое по точности решение;

- позволит получать оценки параметров модели с точностью, ограниченной лишь представлением вещественных чисел в ЭВМ;

- даст возможность определять как локальные, так и глобальные минимумы суммы квадратов отклонений экспериментальных точек от уравнения регрессии.

Дополнительной особенностью предлагаемого подхода определения параметров регрессионной модели (2) карбонизации бетона по сечению является реализация взвешенного метода наименьших квадратов. Предложено использовать экспоненциальную весовую функцию  $\lambda \exp(-\lambda l)$ , управляя параметром которой ( $\lambda$ ), можно минимизировать сумму квадратов отклонений экспериментальных точек от уравнения регрессии в первую очередь для малых значений  $l$ .

При разработке математической модели карбонизации принимали, что после глубины 50 мм скорость развития карбонизации постоянна для любого класса бетона по прочности.

За граничное значение  $l(\infty)$  принимали  $l = 100$  мм.

Регрессионная зависимость изменения показателя КСО (начальной карбонизации) по сечению для свежеизготовленных бетонов (после ТВО)

$$KC_0(l/t=0) = \beta_0 + \beta_1 e^{\left( -\left( \frac{l-\beta_2}{\beta_3} \right)^{\beta_4} \right)}, \quad (3)$$

где  $\beta_0$  –  $\beta_4$  – коэффициенты, определяющие соответственно:  $\beta_0$  – наименьшее значение  $KC(l)$  [обычно,  $\beta_0 = KC(l > 100 \text{ мм})$ ];  $\beta_1$  – разность минимального и максимального значений  $KC(l)$ ;  $\beta_2$  – минимальное значение глубины  $l$  (обычно,  $\beta_2 = 0$ );  $\beta_3$  – форму кривой и координаты точек перегиба,  $\beta_3 > 0$ ;  $\beta_4$  – форму кривой и координаты точек перегиба,  $\beta_4 > 0$ .

Параметры  $\beta_i$  ( $i = 0 \dots 4$ ) нелинейной функции (3) определялись численно на ЭВМ методом наименьших квадратов.

При описании регрессионных уравнений были подобраны параметры  $\beta_i$  ( $i = 0 \dots 4$ ), позволившие получить максимальные значения коэффициента детерминации ( $R^2$ ) для каждого уравнения, однако, параметры  $\beta_0$  –  $\beta_4$  для каждого класса бетона, соответственно, хоть и близки, но отличаются, что не позволяет их использовать при создании единой системы уравнений – модели, позволяющей прогнозировать изменение генерального элемента (показателя  $KC_0$ ) для любого класса бетона по прочности по значению показателя, в первую очередь определяющего карбонизацию бетона (количеству использованного цемента).

Поэтому, в дальнейшем, подбор параметров  $\beta_i$  осуществляли из условия равенства показателей  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  и  $\beta_4$  для всех составов бетона. Это несколько снизило показатель  $R^2$  для каждого регрессионного уравнения, но позволило создать систему взаимосвязанных уравнений с достаточной точностью.

Полученные параметры регрессионных уравнений для различных классов бетона по прочности для составов с ОК=1 приведены в таблице 4.

Таблица 4

Значения параметров регрессионных уравнений  $l-KC_0$   
в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие

Класс бетона по прочности на сжатие	$\beta_0$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$	$\beta_4$	$R^2$
$C^{12}/_{15}$	2,33	740742	-100	5,05	0,85	0,978652
$C^{16}/_{20}$	2,64	863755				0,985486
$C^{18}/_{22,5}$	2,94	914926				0,986994
$C^{20}/_{25}$	3,09	938093				0,987364
$C^{22}/_{27,5}$	3,29	983110				0,989376
$C^{25}/_{30}$	3,42	1028144				0,988291
$C^{28}/_{35}$	3,92	1130050				0,988758
$C^{30}/_{37}$	4,12	1174605	0,990212			

Регрессионные зависимости изменения показателя  $KC_0$  по сечению для бетонов сразу после ТВО для составов с ОК=1 представлены в таблице 5.

Таблица 5

Регрессионные зависимости карбонизации по сечению различных классов бетона по прочности сразу после ТВО

Класс бетона по прочности на сжатие	Регрессионная зависимость начальной карбонизации
$C^{12}/_{15}$	$KC_0(l/t=0) = 2,33 + 740742e^{\left(-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}$
$C^{16}/_{20}$	$KC_0(l/t=0) = 2,64 + 863755e^{\left(-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}$
$C^{18}/_{22,5}$	$KC_0(l/t=0) = 2,94 + 914926e^{\left(-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}$
$C^{20}/_{25}$	$KC_0(l/t=0) = 3,09 + 938093e^{\left(-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}$
$C^{22}/_{27,5}$	$KC_0(l/t=0) = 3,29 + 983110e^{\left(-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}$
$C^{25}/_{30}$	$KC_0(l/t=0) = 3,42 + 1028144e^{\left(-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}$
$C^{28}/_{35}$	$KC_0(l/t=0) = 3,92 + 1130050e^{\left(-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}$
$C^{30}/_{37}$	$KC_0(l/t=0) = 4,12 + 1174605e^{\left(-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}$

Аналогично исследовали образцы бетонов классов по прочности  $C^{12/15} - C^{30/37}$  для составов с ОК=4.

Для составов с ОК=1 и 4 бетонов классов по прочности  $C^{12/15} - C^{30/37}$  исследовались фактические различия значений показателей карбонатной составляющей.

В таблице 6 приведен анализ значений показателя  $KC_0$  для бетонов классов по прочности  $C^{12/15} - C^{30/37}$  для составов с ОК=1 и 4.

По результатам анализа получено, что для любых условий эксплуатации для наиболее различных по составу (количеству использованного цемента) бетонов (с ОК=1 и 4) во всех сечениях значения карбонатной составляющей различаются не более, чем на 9 %, т.е. средние значения показателя  $KC$  отличаются от крайних значений не более, чем на 4,5 %, что практически не превышает погрешность самих методов измерения.

Таблица 6

Прогнозные значения показателя  $KC$ , %, для бетонов классов по прочности  $C^{12/15} - C^{30/37}$  для составов с ОК=1 и 4

Параметр	Значение карбонатной составляющей $KC_0$ , %															
	$C^{12/15}$		$C^{16/20}$		$C^{18/22,5}$		$C^{20/25}$		$C^{22/27,5}$		$C^{25/30}$		$C^{28/35}$		$C^{30/37}$	
Сечение, мм	ОК1	ОК4	ОК1	ОК4	ОК1	ОК4	ОК1	ОК4	ОК1	ОК4	ОК1	ОК4	ОК1	ОК4	ОК1	ОК4
2,5	4,14	4,34	4,75	5,06	5,18	5,49	5,38	5,80	5,69	5,60	6,00	6,49	6,68	7,31	6,99	7,62
5,0	3,72	3,90	4,25	4,55	4,65	4,94	4,84	5,22	5,13	5,41	5,41	5,86	6,03	6,61	6,32	6,89
7,5	3,39	3,53	3,87	4,16	4,24	4,52	4,43	4,78	4,70	4,96	4,96	5,39	5,54	6,07	5,81	6,34
10,0	3,14	3,20	3,58	3,86	3,94	4,17	4,14	4,45	4,39	4,60	4,61	5,00	5,16	5,67	5,41	5,95
12,5	2,95	3,10	3,36	3,64	3,70	3,95	3,88	4,19	4,12	4,35	4,35	4,74	4,87	5,35	5,11	5,59
15,0	2,81	2,95	3,20	3,46	3,52	3,76	3,69	3,99	3,93	4,15	4,15	4,53	4,65	5,11	4,88	5,34
17,5	2,70	2,83	3,07	3,33	3,38	3,62	3,55	3,84	3,78	3,99	4,00	4,37	4,48	4,93	4,71	5,15
20,0	2,61	2,74	2,97	3,23	3,28	3,51	3,44	3,73	3,67	3,88	3,88	4,24	4,35	4,79	4,57	5,01
22,5	2,55	2,68	2,89	3,15	3,19	3,42	3,36	3,64	3,58	3,79	3,79	4,15	4,25	4,68	4,47	4,90
25,0	2,50	2,62	2,83	3,09	3,13	3,36	3,30	3,57	3,51	3,72	3,72	4,07	4,18	4,60	4,39	4,81

Поэтому, в дальнейшем, состав бетона (количество использованного цемента) для одного класса по прочности, можно считать статистически незначимым, что позволяет предложить единые (для различного количества использованного цемента) усредненные для одного класса бетона по прочности регрессионные зависимости начальной карбонизации по сечению бетонов (таблица 7).

Таблица 7

Усредненные регрессионные зависимости карбонизации по сечению различных классов бетона по прочности сразу после ТВО

Класс бетона по прочности на сжатие	Регрессионная зависимость начальной карбонизации
$C^{12}/_{15}$	$KC_0(l/t = 0) = 2,39 + 759364e^{-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}}$
$C^{16}/_{20}$	$KC_0(l/t = 0) = 2,77 + 874723e^{-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}}$
$C^{18}/_{22,5}$	$KC_0(l/t = 0) = 3,04 + 937631e^{-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}}$
$C^{20}/_{25}$	$KC_0(l/t = 0) = 3,22 + 971835e^{-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}}$
$C^{22}/_{27,5}$	$KC_0(l/t = 0) = 3,39 + 1005627e^{-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}}$
$C^{25}/_{30}$	$KC_0(l/t = 0) = 3,62 + 1059095e^{-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}}$
$C^{28}/_{35}$	$KC_0(l/t = 0) = 4,12 + 1175041e^{-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}}$
$C^{30}/_{37}$	$KC_0(l/t = 0) = 4,32 + 1220706e^{-\left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}}$

### Заключение

Выполненные исследования позволили предложить систему регрессионных зависимостей изменения карбонизации по сечению бетонов различных классов по прочности сразу после изготовления с применением ТВО, что позволяет использовать их:

- при оценке начальной карбонизации бетонов различных классов по прочности (для основных типов ЖБЭ) независимо от количества использованного цемента;

- для создания расчетно-экспериментальной модели карбонизации во времени по сечению бетонов различных классов по прочности.

## ЛИТЕРАТУРА

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 Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2013. – 304 с.

УДК 699.82

### **ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ИЗОЛЯЦИОННЫХ ПЛЕНОК В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

*ГАЛУЗО.О.Г., РОМАНОВ Д.В., ВЕРШЕНЯ Е.Г.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Современные полимерные изоляционные пленки предназначены для защиты ограждающих конструкций (наружные стены, вентилируемые фасады) от неблагоприятного внешнего воздействия окружающей среды и от влияния микроклимата внутри помещений.

К основным негативным факторам, воздействующим на ограждающие конструкции относятся:

- образование конденсата в теплоизоляционном слое в результате проникновения влаги из отапливаемых помещений в зимний период;
- увлажнение утеплителя и элементов конструкции под воздействием атмосферных осадков, проникающих через зазоры основного покрытия;
- потери тепла, связанные с проникновением наружного холодного воздуха в утеплитель;
- выдувание волокон минеральной теплоизоляции во внешнюю среду;



- потери тепла в результате утечек теплого воздуха через ограждающие конструкции.

При проектировании и устройстве наружных ограждений необходимо принимать меры для предотвращения возможного увлажнения материалов ограждающих конструкций, а также учитывать их теплотехнический и влажностный режим. Влажностный режим для материала неприемлем и с гигиенической точки зрения, так как является благоприятной средой для развития в нем грибков, плесени и других биологических процессов. Развитие данных процессов в конструктивных слоях ограждающих конструкций, расположенных в непосредственной близости от его внутренней поверхности, делает состояние неограждающего помещения антисанитарным. Также повышенная влажность ограждений оказывает влияние и на повышение влажности воздуха в помещении.

Согласно Санитарным нормам и правилам "Требования к микроклимату рабочих мест в производственных и офисных помещениях", утвержденным постановлением Минздрава от 30.04.2013 № 33, оптимальное значение относительной влажности воздуха в холодный и теплый период года должна быть в пределах 60–40 %.

Одним из наиболее существенных факторов является увлажнение изнутри отапливаемого помещения, поскольку оно действует в течение всего отопительного сезона. При повышении влажности волокнистого утеплителя на 1–2 % его теплопроводность повышается на 20–30 %. Увлажнение теплоизоляции увеличивает теплопотери, приводит к порче декоративной отделки, грибковому заражению деревянных и коррозии металлических деталей конструкции.

Основной причиной повышения влажности внутри здания является способность теплого воздуха содержать значительно больше водяного пара по сравнению с холодным. Чем больше перепад температуры между отапливаемым помещением и наружным воздухом, тем выше разница в содержании водяного пара на 1 м<sup>3</sup> воздуха. Влажность внутри помещения увеличивается также вследствие жизнедеятельности людей – одна семья выделяет около 12–15 кг водяного пара в сутки.

Повышенная влажность приводит к увеличению давления пара внутри помещения, так при перепаде температур в 30 °С (+20 °С – 10 °С) внутреннее давление пара выше, чем на улице в 9 раз. Под воздействием избыточного давления водяной пар стремится про-

никнуть сквозь ограждающие конструкции здания наружу. Это движение тем интенсивнее, чем больше разница температур.

Второй важный неблагоприятный тепловлажностный фактор – это диффузия и конвекция пара. Диффузию пара (процесс влагопереноса через твердые тела) можно сравнить с капиллярным просачиванием жидкости из бассейна с большим уровнем в бассейн с меньшим уровнем сквозь пористую стенку.

Проникновение теплого воздуха путем конвекции (через щели и стыки в конструкции) также приводит к увлажнению утеплителя. Установлено, что количество конденсата при этом может превышать количество диффузионной влаги, так через щель размером 500x5 мм при разности давления 20 Па за 1 ч может проникнуть до 300 г водяного пара.

В процессе диффузии и конвекции сквозь конструкцию водяные пары конденсируются в зоне отрицательных температур – возникает эффект "точки росы". Накопление влаги значительно уменьшается при внешнем утеплении, поскольку сужается зона конденсации в конструкции.

Принято соблюдать основное конструктивное правило:

- сопротивление теплопередаче слоев ограждающей конструкции должно увеличиваться изнутри – наружу;
- сопротивление паропроонианию слоев конструкции должно уменьшаться изнутри – наружу.

Важным теплоизоляционным показателем для ограждающих конструкций является сопротивление паропроонианию.

Согласно ТКП 45-2.04-43-2006 (02250) "Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования", утвержденному приказом Минстройархитектуры от 29.12.2006 № 374, с учетом изменения № 6, суммарное сопротивление паропроонианию слоев ограждающей конструкции от внутренней поверхности до плоскости возможной конденсации должно быть таким, чтобы:

- не допускать накопления влаги за годовой период эксплуатации;
- ограничивать накопление влаги за период с отрицательными температурами.

Для борьбы с конденсатом применяются изоляционные пленки. Необходимость их установки определяется расчетами. На практике пленки используются в многослойных конструкциях с волокнистым

утеплителем, помещениях с влажным режимом и зданиях с эпизодическим отоплением.

### **Основная классификация изоляционных пленок**

Изоляционные пленочные материалы для ограждающих конструкций делят на следующие виды:

- гидро-ветроизоляционные;
- влаго-ветроизоляционные;
- пароизоляционные;
- подкровельные;
- монтажные.

### **Область применения изоляционных пленок на примере пленок Ондутис**

#### **Гидро-ветроизоляционные пленки**

Ондутис SA 130 (аналоги – Ютавек 130, Strotex 130, Elkatek SD) и Ондутис SA 115 (аналоги – Tyvek Soft, Изоспан AS, Ютавек 115) – трехслойные материалы из 100 % полипропилена. Состоят из супердиффузионной мембраны, защищенной с двух сторон нетканым полотном.

Материалы интенсивно пропускают сквозь себя водяной пар и задерживают воздух и воду. Применяются для наружной защиты теплоизоляции от атмосферной влаги, конденсата и холодного воздуха в утепленных крышах, стенах и вентилируемых фасадах. Пленки укладываются вплотную к утеплителю с одним вентзазором. Допускается монтаж Ондутис SA 130 по сплошной обрешетке. Пленки могут использоваться в качестве временного покрытия.

#### **Влаго-ветроизоляционные пленки**

Ондутис А 120 (аналог – Строизол SW 120) и Ондутис А 100 (аналог – Изоспан А) представляют собой нетканое полотно, состоящее из двух слоев синтетических волокон, соединенных способом термоскрепления. Состав – 100 % полипропилен. Материалы хорошо пропускают пар и защищают утеплитель от атмосферной влаги, конденсата и проникновения холодного воздуха.

Пленки монтируются под наружной облицовкой в вентилируемых фасадах многоэтажных зданий, в каркасных, брусчатых, кирпичных и бетонных стенах с наружным утеплением.

Допускается применение Ондутис А120 в наклонных кровлях с углом наклона скатов не менее 35°. Пленка устанавливается с двойным вентиляционным зазором. После установки пленки на кровле необходимо сразу смонтировать кровельное покрытие.

### **Подкровельные пленки**

Ондутис RV 100 (аналоги – Ютафол Д 86, Изоспан Д, Фиброк Майер) представляет собой полимерную ткань серебристого цвета, покрытую с двух сторон защитной пленкой. Состав – полипропилен 100 %. Благодаря перфорации пленка обладает ограниченной паропроницаемостью.

Ондутис RS (аналог – Ютафол D 110) изготовлена из двух слоев пленки с армирующей сеткой между ними. Состав – 100 % полиэтилен. Паропроницаемость пленки обеспечивается микроперфорацией.

Данные подкровельные гидроизоляционные пленки предназначены для утепленных и неутепленных крыш. Защищают чердачное помещение с металлическим покрытием от кровельного конденсата, уличной пыли и атмосферных осадков; предохраняют внутреннюю поверхность кровельного покрытия от выпадения конденсата. В зимний период материалы изолируют кровлю от теплового воздействия изнутри, снижая риск таяния снега и образования наледи и сосулек на кровле.

### **Пароизоляционные пленки**

Пароизоляционные пленки Ондутис R 100, Ондутис R 70 (аналог – Изоспан В) устанавливаются на внутренних поверхностях утепленных конструкций. Пленки препятствуют образованию конденсата в теплоизоляции под влиянием диффузии из отапливаемых помещений. Применение пароизоляции существенно улучшает теплозащитные свойства конструкции и препятствует появлению плесени и коррозии металлических деталей.

Ондутис R Термо – двухслойная пароизоляционная пленка на основе полиэфирной пленки, покрытой изнутри слоем алюминиевой металлизации. Металлизированный слой с внутренней стороны защищен от окисления полимерным покрытием. Благодаря применению основы из полиэфира пленка способна выдерживать высокую температуру. Металлизированная поверхность создает допол-

нительный энергосберегающий эффект за счет отражения внутрь помещения инфракрасного излучения.

Ондулис R Термо применяется для пароизоляции парных помещений бань и саун, эксплуатируемых мансард, утепленных стен и чердачных перекрытий.

Для герметичного склеивания стыков пароизоляционных пленок на стенах, кровлях и перекрытиях, а также для герметизации примыканий к твердым поверхностям (бетон, кирпич, дерево) и проходным элементам кровли (печные трубы, вентиляционные коробки и др.) применяются универсальные двухсторонние самоклеющиеся монтажные ленты Ondutis VL, Ondutis ML.

### **Монтажные ленты**

Монтажные ленты из бутилкаучука Ondutis ML (аналог – Ютафол СП 1) и Ondutis VL (аналог – Изоспан SL), а также двухсторонние скотчи служат для борьбы с конвективным переносом и для обеспечения герметичности паробарьера на кровле, стенах и перекрытиях. Существуют специальные пленки, выполняющие специализированные функции – металлизированная пароизоляция с дополнительным энергосберегающим эффектом.

### **Основные физико-технические свойства изоляционных пленок**

Полимерные гидроизоляционные пленки должны обладать определенной механической прочностью, быть экологически безопасными, технологичными при работе и долговечными.

В аттестованной Научно-исследовательской и испытательной лаборатории бетонов и строительных материалов филиала БНТУ «Научно-исследовательская часть» подтверждены заявленные производителем основные физико-технические характеристики пленок Ondutis, которые приведены в таблице 1.

Таблица 1

## Физико-технические характеристики пленок

Показатели, единицы измерения	Онду-тис SA 130	Онду-тис SA 115	Онду-тис А 120	Онду-тис А 100	Онду-тис RV 100	Онду-тис RS	Онду-тис R 100	Онду-тис R 70	Онду-тис R Термо
Длина рулона, м	50	50	50	50	50	50	50	50	225и50
Ширина рулона, м	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Масса 1 м <sup>2</sup> , г	140±5 %	115±5 %	115±5 %	95±5 %	95±5 %	110±5 %	95±5 %	70±5 %	50±5 %
Разрывная нагрузка полоски 50 мм, Н вдоль/поперек	210/152	172/132	182/140	153/133	550/440	320/270	450/440	113/84	88/84
Температурный диапазон применения, °С	-40 °С +80 °С	-40 °С +80 °С	-40 °С +80 °С	-40 °С +80 °С	-40 °С +80 °С	-40 °С +80 °С	-40 °С +80 °С	-40 °С +80 °С	-40 °С +80 °С
Водонепроницаемость, мм вод. столба	>1000	650	180	150	>500	>500	>1000	>1000	>1000
Паропроницаемость, г/м <sup>2</sup> (24 ч)	1276,0	920,0	1189,0	1360,0	22	40	4,9	3,0	2,55
Эквивалентная толщина диффузии, м	0,03	0,04	0,037	0,03	–	–	7,8	11,3	15,6
Стойкость к атм. воздействию, число месяцев	2	2	2	1,5	1,5	1,5	–	–	1,5

**Заключение**

Применение гидро-, паро-, ветроизоляционных пленок позволяет создавать пароизоляционные барьеры на внутренних поверхностях кровли, стен и перекрытий, предотвратить увлажнение и промерзание теплоизоляции в холодный период года, появление плесени и коррозии металлических элементов конструкций, снизить тепловые

потери, связанные с выходом теплого воздуха через дефекты и щели в наружных стенах и перекрытиях. Кроме того, увеличивается долговечность и надежность ограждающих конструкций и создается комфортный микроклимат в помещениях.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-2.04-43-2006. Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования – Введ. 01.07.2007 – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2006 – 35 с.

2. Галузо О.Г. Современные изоляционные пленки для защиты ограждающих конструкций/ О.Г. Галузо, Е.Г. Вершения, А.В. Вершения// Главный инженер в строительстве №3(27), 2015, С.12-17.

УДК 666.97

### **МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ ЗАМЕРЗАНИЯ ПРОТИВОМОРОЗНЫХ ДОБАВОК**

*ГУЩИН С.В., БАБИЦКИЙ В.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Применение химических добавок в технологии производства бетонных работ при низких температурах представляет собой один из наиболее широко распространенных методов зимнего бетонирования, поскольку модификаторы различных классов позволяют не только изменять температуру замерзания жидкой фазы, но и направленно воздействовать на формирование структуры и прочности бетона.

Известно, что твердение цементных бетонов замедляется при снижении температуры и практически прекращается при замерзании жидкой фазы. Поэтому для обеспечения твердения в зимних условиях необходимо предотвращать замерзание воды в бетоне, что может быть достигнуто либо сохранением положительной температуры бетона в период твердения до набора им критической прочности, либо снижением температуры замерзания жидкой фазы путем введения в состав бетона различных химических добавок.

Некоторые из таких добавок представлены в ТКП 45-5.03-21-2006 «Бетонные работы при отрицательных температурах воздуха. Правила производства» с указанием их технических показателей. Особенный интерес в данной работе представляет такая характеристика, как температура замерзания водных растворов химических добавок, поскольку она прямо определяет и температуру замерзания цементного теста и бетонной смеси, а структура цементного камня, сформированного при отрицательных температурах на раннем этапе твердения, во многом определяет его физико-технические свойства в последующем.

Существует методика определения данной температуры, описанная в ГОСТ 28084-89 «Жидкости охлаждающие низкотемпературные. Общие технические условия». Она предполагает, что испытуемая жидкость помещается в холодильник и охлаждается при постоянном перемешивании до появления в ней кристаллов льда. Этот момент определяется визуально, когда «невооруженным взглядом» отмечается в жидкости «помутнение, как признак начала кристаллизации». Температура, при которой заметили «помутнение», фиксируется как температура начала кристаллизации. Вполне работоспособна и обратная методика, согласно которой раствор добавки вначале замораживают, а затем (опять-таки визуально) уже при положительной температуре фиксируется температура оттаивания раствора. Естественно, описанная техника определения температуры замерзания несовершенна, поскольку подвержена влиянию «человеческого фактора» и может приводить к значительным погрешностям в результатах.

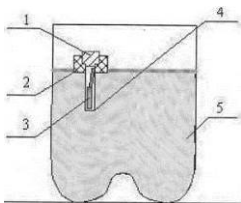


Рис. 1. Схема определения температуры замерзания

Нами предложена методика (рисунок 1), основанная на известном эффекте неизменности температуры при достижении температуры замерзания жидкости (в нашем случае химической добавки). То есть на кривой «время – температура жидкости» наблюдается



четко выраженная ступенька, что связано с образованием новых кристаллов при замерзании жидкости, контактирующей с охлаждающей средой и, естественно, отбором тепла.

Датчик температуры 3 (DS 1921) помещается в алюминиевый пенал 4, закрытый теплоизолирующей пробкой 1, а пенал, в свою очередь, – в поплавок 2, плавающий на поверхности исследуемой жидкости 5. Емкость с раствором добавки помещается в морозильную камеру и замораживается при температуре, заведомо ниже температуры замерзания жидкости. Затем строится график изменения температуры и фиксируется момент замерзания добавки.

По описанной методике нами были проведены эксперименты с общеизвестными добавками, а также исследованы новые, с пока еще неизвестными температурами замерзания.

Температура замерзания противоморозных добавок указана в ТКП 45-5.03-21-2006 (таблица 14), а также дублируется в практически неизменном виде другими нормативными и рекомендательными документами. Сравнительные данные для некоторых добавок (как примеры) представлены в таблице 1.

Таблица 1

Температура замерзания растворов добавок

Концентрация раствора добавки, %	Температура замерзания раствора, °С	
	ТКП 45-5.03-21-2006	По предложенной методике
Хлорид натрия ХН		
2	-1,2	-2,0
8	-5,2	-6,0
14	-10,1	-11,0
19	-15,3	-16,5
23	-21,1	-23,0
Хлорид кальция ХК		
4	-2,0	-2,5
10	-5,7	-6,0
14	-9,5	-9,5
19	-15,9	-15,5
Нитрит натрия НН <sub>1</sub>		
4	-1,8	-2,0
12	-5,8	-5,0
19	-10,0	-8,5
25	-15,7	-11,5

Как видно из таблицы, для хлорида кальция наблюдается практически полная сходимость. Имеются некоторые отличия для хлорида натрия. Что касается нитрита натрия, достаточно широко используемого в практике зимнего бетонирования, то в области высоких концентраций наблюдается значительное отклонение. Следует отметить наличие разницы в определениях температуры замерзания и для иных добавок, не приведенных в таблице. И если принять, что предлагаемая методика более точна (а это еще требует доскональной проверки), чем описанная в ГОСТ 28084-89, то для некоторых добавок следует корректировать и области их применения в зимнем бетонировании.

На рисунке 2 приведены (опять же как пример) результаты исследования противоморозной добавки формиата натрия (ФН).

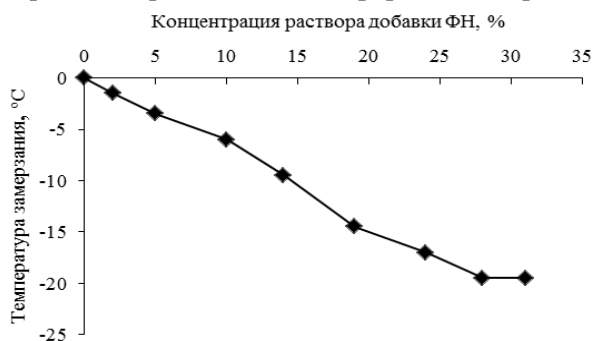


Рис. 2. Зависимость точки замерзания раствора формиата натрия от его концентрации

Полученные данные, по нашему мнению, показывают действенность предложенной методики определения температуры замерзания растворов различных химических добавок, исключаяющей влияние «человеческого фактора» и тем самым повышающей достоверность результатов.

В современном строительстве применение различных (в том числе новых) добавок в бетоне неизбежно и обязательно. А данная методика позволит быстро и качественно определить такой немаловажный фактор, как температура замерзания раствора добавок и, соответственно, откорректировать состав бетона и технологические особенности производства работ в зимних условиях.

## **РАСЧЕТ ТЕМПЕРАТУРНОГО РЕЖИМА ТВЕРДЕНИЯ БЕТОНА МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

*ЗЕЛЕНКОВСКАЯ Ж.Л., БАБИЦКИЙ В.В.*

Белорусский национальный технический университет  
*Минск, Беларусь*

В процессе бетонирования монолитных конструкций в любой период года стоит основная задача – вне зависимости от погодных условий получить в заданный срок требуемые прочностные характеристики бетона. Для реализации этой задачи инженеры располагают достаточно широкой гаммой влияющих факторов: целенаправленный подбор состава бетона, выбор теплоизоляции опалубки, применение внешнего источника тепла и др. На практике все сводится к расчету времени остывания массива или прогнозированию ориентировочного температурного режима твердения бетона в массиве. А оценить прочность бетона можно лишь с большим приближением по причине отсутствия надежного математического инструмента для расчетов.

Для восполнения этого пробела нами получена многофакторная математическая модель процесса гидратации цемента и показано, что степень его гидратации прямо связана с величиной тепловыделения, прочностью и иными характеристиками бетона.

Модель достаточно сложна и мало приемлема для ручного счета, поэтому для ее практической реализации разработана программа «ВКТ-Монолит» (часть вычислительного комплекса «Технолог»), расчеты в соответствии с которой реализуются в последовательности:

- вводят размеры бетонируемой конструкции (на данном этапе реализуется простейшая конфигурация бетонируемого массива – он приводится к прямоугольному параллелепипеду);
- вводят характеристики опалубки;
- вводят основные свойства компонентов бетонной смеси;
- подбирают состав бетона (в том числе с добавками ускорителей твердения и пластифицирующими добавками);

- вводят начальную усредненную температуру бетонной смеси;
- вводят скорость ветра и прогноз погоды на предстоящий период твердения бетона массива;
- получают конечные результаты в виде графиков изменения температуры и прочности бетона (интегрированно по всему массиву).

Далее можно направленно изменить состав бетона, конструкцию опалубки, выбрать удельную мощность и периоды работы внешних источников тепла с целью оптимизации теплотехнических, прочностных и стоимостных характеристик бетонизируемого массива.

Сопоставим рассчитываемые характеристики с некоторыми имеющимися в литературе данными, причем такими, описание которых позволяет хотя бы ориентировочно ввести исходную информацию в программу. На ниже приведенных графиках не показаны расчетные кривые нарастания прочности бетона, поскольку они отсутствуют в первоисточниках и не могут быть сопоставлены.

К.Э. Деев проанализировал и сопоставил разнообразные методы расчета температуры остывающего бетона на примере бетонного массива размерами  $1,0 \times 1,0 \times 1,0$  м. Опалубка массива изготавливалась из досок толщиной 30 мм. Верх и низ бетонного массива утеплялись минеральной ватой, поэтому теплопотери осуществлялись в основном через боковые поверхности. Массив изготавливался из бетона марки М200 на шлакопортландцементе марки М400 (расход 372 кг) при водоцементном отношении 0,65. Конструкция твердела на воздухе при средней температуре  $-8$  °С и скорости ветра до 10 м/с. Начальная температура уложенной в опалубку бетонной смеси составляла  $+32$  °С. На рис. 1 представлены экспериментальные данные и результаты расчета температуры массива. Кроме того (на рис.1 не приведено), расчетное время остывания бетона до  $0$  °С составило 87 ч по методу Б.Г. Скрамтаева, В.Н. Сизова, Е.В. Шнипко и 83 ч по методу В.И. Мулина.

Анализируя данные на рис.1, можно констатировать, что расчетная температура бетона в массиве практически на всем протяжении контролируемого периода лежит между экспериментально полученными кривыми, соответствующими температуре на поверхности и в глубине массива, чем выгодно отличается от кривых, построенных по иным методикам.

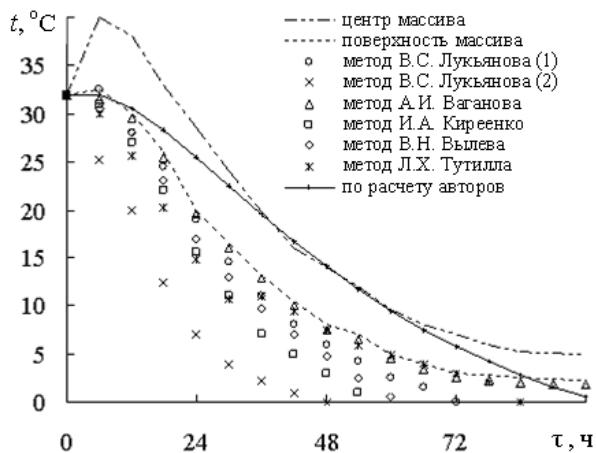


Рис. 1. Изменение температуры в бетонном массиве.  
 (1) – метод В.С. Лукьянова без учета массивности,  
 (2) – метод В.С. Лукьянова с учетом массивности.

В октябре и ноябре 1942 г в г. Челябинске были сооружены два фундамента под доменные печи. Каждый фундамент (рис. 2) имел объем бетона  $1855 \text{ м}^3$ . Расход цемента марки 400 (реальная 250) составлял  $250\text{-}270 \text{ кг/м}^3$ . Осадка конуса бетонной смеси изменялась от 3-5 до 6-8 см. Водоцементное отношение бетонной смеси составляло 0,74. Поскольку бетонирование производили при отрицательной температуре, то воду и песок перед приготовлением бетонную смесь подогревали. Бетонная смесь укладывалась в опалубку, выполненную из досок толщиной 40 мм. Сверху открытые поверхности бетона закрывались матами из древесной шерсти толщиной до 80 мм. Контроль температуры осуществлялся в специально устроенных скважинах на глубине от 0,3 до 1,1 м в разных точках бетонного массива.

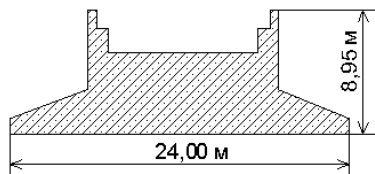


Рис. 2. Схема фундамента

На рис. 3 представлены полученные С.А. Мироновым графики изменения температуры бетона и воздуха, на которые наложены рассчитанные по модели авторов значения для начальной температуры бетона +10 °С и +25 °С.

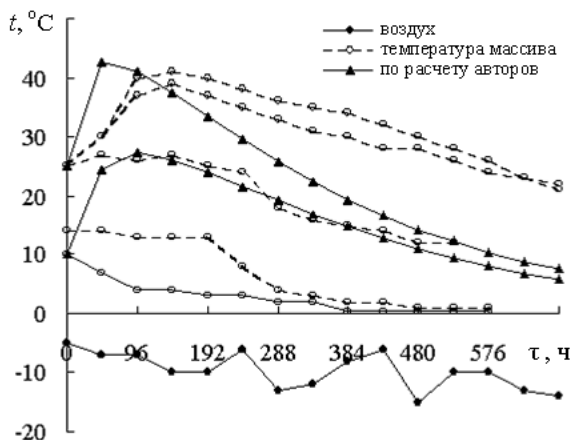


Рис. 3. Изменение температуры в бетонном массиве.

Анализ приведенных графиков показывает, что расчеты по предлагаемой модели твердения бетонного массива вполне удовлетворительно корреспондируются с другими методами и могут быть рекомендованы для широкой апробации.

УДК 504.054

## СУЛЬФАТНАЯ АКТИВАЦИЯ ЭЛЕКТРОСТАЛЕПЛАВИЛЬНЫХ ШЛАКОВ

*КАЛЫСКА А. О., БУСЕЛ А. В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Известно, что электросталеплавильные шлаки в составе бетонов по ряду причин используются менее активно чем, например, доменные. Основные причины этому следующие: низкая гидравлическая

активность, склонность к распаду и существенные колебания химического состава [3].

Сегодня основное применение электросталеплавильные шлаки Белорусского металлургического завода (БМЗ) в строительстве находят в качестве неукрепленных оснований дорожных одежд, наполнителя для асфальтобетона, и др.) [4]. На БМЗ установлено дробильно-сортировочное оборудование, с помощью которого шлак из отвала перерабатывается в фракционированные смеси, шлаковые щебень и песок. Следует отметить, что мелкая его фракция (0-5 мм) является маловостребованной. Между тем, по нашим данным, она обладает потенциальными вяжущими свойствами.

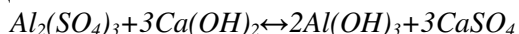
В НИИЛ бетонов и строительных материалов Белорусского национального технического университета проведены исследования мелкой фракции шлака БМЗ со временем пребывания в отвале более 2 лет. Свежеобразованный шлак в серии экспериментов не использовался, так как имеет неустойчивую структуру, для стабилизации которой необходимо выдерживание в отвале не менее года.

Минералогический состав шлака исследовали методом рентгенофазового анализа, который показал, что наиболее сильные дифракционные отражения в рентгеновских спектрах образца шлака принадлежат кварцу  $\text{SiO}_2$ , кальциту  $\text{CaCO}_3$ , магнезиту  $\text{MgCO}_3$ , энстатиту  $\text{MgSiO}_3$ , магнетиту  $\text{Fe}_3\text{O}_4$ , фаялиту  $\text{Fe}_2\text{SiO}_4$ , Zn-Fe-шпинели  $\text{ZnFe}_2\text{O}_4$ , форстериту  $2\text{MgO} \cdot \text{SiO}_2$ ,  $\beta$ -ортосиликату кальция  $\beta\text{-Ca}_2\text{SiO}_4$  (ларниту),  $\gamma$ -ортосиликату кальция  $\gamma\text{-Ca}_2\text{SiO}_4$  (шеннониту), ранкиниту  $3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2$ , окерманиту  $2\text{CaO} \cdot \text{MgO} \cdot 2\text{SiO}_2$ , монтичеллиту  $\text{CaO} \cdot \text{MgO} \cdot \text{SiO}_2$ , мервиниту  $\text{Ca}_3\text{Mg}(\text{SiO}_4)_2$ , гелениту  $2\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SiO}_2$ , мелилиту  $\text{Ca}_2(\text{Al, MgSi})\text{Si}_2\text{O}_7$ , гиллебрандиту  $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$ .

Минералогический анализ пробы не обнаруживает составляющих с высокой гидравлической активностью в нормальных условиях ( $20^\circ\text{C}$  при атмосферном давлении). Основной причиной тому, очевидно, можно считать условия охлаждения и хранения шлаков, которые способствуют практически полной кристаллизации его составляющих (медленное остывание и хранение на открытой площадке).

Одним из способов химической активации металлургических шлаков является применение сульфатного компонента (сульфатная активация), в результате чего при гидратации могут образовываться

минералы с вяжущими свойствами, например этtringит. Известно, что этот минерал может образовываться в присутствии гипса и гидроксида кальция [2]. Гидроксид кальция может появляться в шлаке в результате гашения свободной CaO, присутствующей в свежем шлаке, и неполного перехода его в CaCO<sub>3</sub> при хранении в отвале. При затворении шлака сульфатным активатором (в качестве активатора применяли раствор сульфата алюминия, являющегося побочным продуктом Гомельского химического завода) происходит следующая реакция:



Для проверки высказанного предположения контрольные образцы дробленого шлака затворялись водой (состав 1), а основные - раствором сульфата алюминия (составы 2-6). Результаты определения прочности в возрасте 7 суток нормально влажностного твердения показывают, что происходит набор прочности основных образцов до 3 МПа (табл. 1). Контрольные образцы в этих условиях набирают очень малую прочность. В возрасте 28 суток прочность основных образцов увеличилась незначительно – до 5 МПа, что свидетельствует о том, что интенсивный набор прочности завершается в первые дни после затворения.

Таблица 1

Прочность образцов шлака

состав №	количество активатора, % от m шлака	возраст, сут			
		7	14	21	28
1	0	0,6	1,1	1,2	1,3
2	1,0	2,4	2,5	2,8	2,4
3	1,5	3,3	3,5	3,8	3,1
4	2,0	3,2	3,8	4,0	4,5
5	2,5	3,3	3,8	4,3	5,5
6	3,0	3,2	3,6	4,6	5,5

При работе со смесью шлака с активатором наблюдалось быстрое схватывание смеси, которое, по нашему предположению, может быть результатом образования в первую очередь сульфата кальция (гипса) и гелеобразного гидроксида алюминия, связывающих значительное количество воды. Дальнейшее твердение вызвано медленным процессом возникновения гидратных новообразований, в частности, гидросульфоалюмината кальция.



Снимки структуры затвердевшего шлака, сделанные при помощи сканирующего электронного микроскопа «Vega II LMU» (Tescan, Чехия) показывают (рис. 2), что в ней появляются игольчатые новообразования, характерные для гидросульфоалюмината кальция [2], который вносит положительный вклад в рост прочности материала за счет механического переплетения кристаллов. В этом случае можно говорить об армировании структуры. На снимках контрольных образцов шлака, затворенных водой (рис. 1), такого явления не наблюдается.

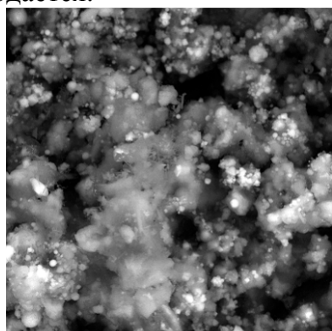


Рис. 1. Шлак, затворенный водой

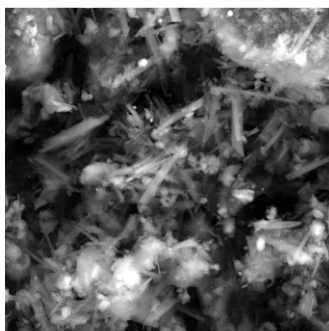


Рис. 2. Шлак, затворенный сульфатным активатором

Рентгенофазовый анализ затвердевшего активированного шлака показал появление характерных для гидросульфоалюмината кальция пиков ( $d = 9,79; 5,64$ ) на дифрактограмме (рис. 3).

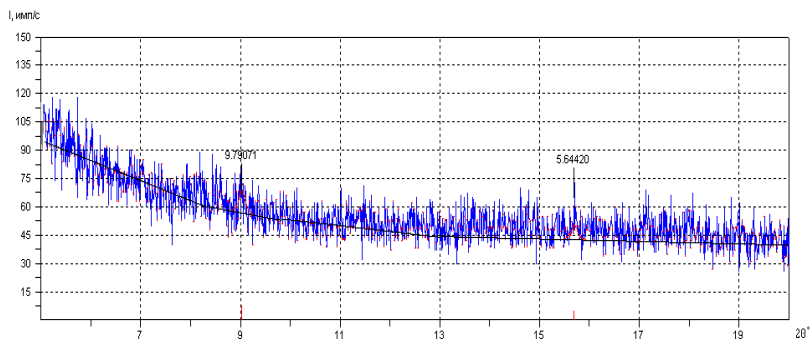


Рис. 3. Дифрактограмма затвердевшего шлака с активатором

По совокупности полученных данных авторы считают перспективной сульфатную активацию электросталеплавильных шлаков. При этом возникает реальная возможность получить самоотверждающую шлаковую смесь, которую можно использовать в основаниях дорожных одежд в случаях, где требования допускают марку по прочности укрепленных смесей М20-М40 [1].

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Автомобильные дороги. Основания из материалов, укрепленных неорганическими вяжущими. Правила устройства: ТКП 028-2006. – Введ. 01.01.07. – Минск: Департамент «Белавтодор» Министерства транспорта и коммуникаций, 2007. – 80 с.
2. Волженский А.В. Минеральные вяжущие вещества / А. В. Волженский. - М.: Стройиздат, 1986. - 464 с.
3. Дворкин Л. И. Строительные материалы из отходов промышленности : учеб.-справ. пособ. / Л. И. Дворкин, О. Л. Дворкин. – Ростов н/Д. : Феникс, 2007. – 368 с.
4. Костенко А. К. Оценка эколого-экономической эффективности использования электросталеплавильного металлургического шлака в дорожном строительстве. Минск: «Вестник БНТУ» 2.2008.

УДК 621.781

### **ПРИМЕНИМОСТЬ РАЗЛИЧНЫХ МЕТОДОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ ДЛЯ ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА ДЛИТЕЛЬНО- ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

*КОВШАР С.Н., МЕХДИ ХОРМОЗИ*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

При обследовании строительных конструкций одним из показателей их состояния является фактическая, или остаточная, прочность материала, из которого они изготовлены. Как правило, фактическая прочность не совпадает с проектной и с начальной. Железо-

бетон изменяет свои прочностные и деформационные характеристики под нагрузкой и во времени, кроме того, это может произойти под воздействием особых условий эксплуатации и случайных факторов.

Определение фактической прочности бетона непосредственно в строительных конструкциях является сложной технической задачей. Сложность проблемы заключалась в том, что в природе отсутствует такая физическая величина, как прочность. Эту задачу можно решить только путем использования косвенных величин, связанных с прочностью. Одной из первых косвенных величин было усилие ( $P$ ), при достижении которого разрушался бетонный кубик или цилиндр. Данную величину можно измерить различными способами [1].

Развитие теоретических и экспериментальных исследований в области контроля качества привело к появлению значительного количества методов оценки прочности бетона. Каждый из существующих методов имеет определенную область применения, свои достоинства и недостатки. Контроль прочности бетона по результатам испытаний на сжатие образцов - кубов не может полностью удовлетворять работников лабораторий, проектировщиков и строителей, потому что результаты испытаний образцов не всегда отражают действительную прочность бетона в изделиях и конструкциях [2]

В ряде случаев контроль прочности бетона путем испытания стандартных образцов создает определенные трудности. Например, часто возникает необходимость дополнительно определить прочность бетона в более поздние сроки, чем предполагалось ранее; однако отсутствие контрольных образцов не позволяет это сделать. Не представляется возможным оценить прочность бетона ранее возведенных железобетонных конструкций и сооружений. В таких случаях прочность бетона конструкции проверяют путем высверливания из нее цилиндров (кернов) с последующим испытанием их на сжатие. Однако, когда требуется определить прочность у большого числа конструкций данный метод является весьма трудоемким. Также этот метод не подходит для испытания бетона некоторых сборных железобетонных конструкций из-за малой толщины и высокого процента армирования. Такие конструкции надо испытывать неразрушающими методами. [2]

Существует ряд механических и физических методов, позволяющих определить прочность бетона в различных местах железобетонных изделий и конструкций без их разрушения. В этих методах используются различные приборы, основанные на принципе получения пластической деформации поверхности бетона путем заглабления в него бойка (шарика) при ударе с определенной силой, а также на принципе упругого отскока от поверхности бетона и получения значения упругой деформации.

При проведении определения прочности бетона с помощью методов неразрушающего контроля необходимо учитывать, что все эти методы являются косвенными. Выделить какой-то один метод нельзя, все они обладают своими достоинствами, недостатками и ограничениями в применении. Наиболее весомым фактором, определяющим метод и средства измерения и контроля, является предельно допустимая погрешность измерений. Так же немаловажно удобство проведения работ, простота обработки результатов. Этим критериям отвечают поверхностные методы, основанные на определении твердости поверхности бетона. Основной недостаток этих методов заключается в том, что при воздействии на поверхность железобетонной конструкции, которая в процессе эксплуатации подвергается воздействию эксплуатационной среды (замораживание и оттаивание, карбонизация бетона и т.д.) не всегда возможно адекватно оценить прочность бетона. Наиболее точными среди таких методов являются следующие. Метод, когда при ударе получается два отпечатка — на бетоне и на эталоне, в качестве которого чаще всего используют сталь с заранее установленным показателем твердости. Принцип действия подобных приборов показан на примере получившего широкое распространение эталонного молотка конструкции К. П. Кашкарова. В этом молотке стальной шарик диаметром 15 мм при ударе оставляет отпечатки одновременно на бетоне и эталоне, поэтому сила удара в малой мере влияет на результаты испытания, если размер отпечатка на бетоне лежит в указанных выше пределах. В стакане молотка между его корпусом и шариком имеется отверстие, в которое вставляют эталонный стержень из круглой прутковой стали марки Ст3 диаметром 10 мм. Размер отпечатка на эталоне имеет форму эллипса, поэтому его измеряют по длинной оси вдоль образующей стержня. После каждого удара эталонный стержень, прижимаемый для его удержания между

ударами к шарикку с помощью устройства, передвигают на 10 мм. Расстояние между отпечатками на бетоне должно превышать 30 мм диаметры лунок измеряют с точностью до 0,1 мм.

Метод, основанный на измерении высоты упругого отскока бойка, падающего с постоянной высоты.

Известно очень много приборов, пружинных молотков или склерометров, основанных на этом принципе. Наибольшее распространение получил молоток Шмидта. Прижимая боек молотка к бетону, взводят ударник, смещая его в крайнее положение. Затем нажатием на спусковую кнопку освобождают защелку, и ударник под действием пружины ударяет по бойку, после чего отскакивает вверх, перемещая одновременно указатель измерительного устройства, которое затормаживается в крайнем верхнем положении, регистрируя высоту отскока. Последняя зависит от упругих свойств бетона. Возвратная пружина обеспечивает перемещение после отскока ударника в первоначальное положение, что важно, если проводят испытания бетона на вертикальных или потолочных поверхностях.

Прочность бетона в обоих методах определяют по тарировочным кривым, имея значение «косвенной характеристики» (отношение диаметров отпечатков или величина упругого отскока).

Среднюю величину «косвенной характеристики» вычисляют по данным пяти измерений, выполненных на определенном участке поверхности бетона. При этом частные значения не должны отличаться от среднего более чем на  $\pm 15\%$ .

Если рассматривать эти два метода, то наиболее предпочтительным является оценка прочности бетона при измерении высоты упругого отскока, так как на величину отскока влияют не только поверхность, но в определенной мере и внутренние слои бетона.

Метод упругого отскока заимствован из практики определения твердости металла. Для испытания бетона применяют приборы, называемые склерометрами, представляющие собой пружинные молотки со сферическими штампами. Молоток устроен так, что система пружин допускает свободный отскок ударника после удара по бетону или по стальной пластинке, прижатой к бетону. Прибор снабжен шкалой со стрелкой, фиксирующей путь ударника при его обратном отскоке. Энергия удара прибором должна быть не менее 0,75 Н·м; радиус сферической части на конце ударника – не менее 5

мм. Проверку (тарировку) приборов проводят после каждых 500 ударов.

При проведении испытаний после каждого удара берут отсчет по шкале прибора (с точностью до одного деления) и записывают в журнал. Требования к подготовке участков для испытаний, к расположению и количеству мест удара, а также к экспериментам для построения тарировочных кривых такие же, как в методе пластической деформации.

В таблице 1 приведены результаты оценки прочности бетона железобетонного ригеля административного здания в г. Минске (год строительства -1978) различными неразрушающими методами.

Таблица 1

Прочность бетона железобетонного ригеля,  
определенная неразрушающими методами.

Наименование метода	Значение прочности, МПа	Фактическая прочность бетона, МПа по [4]	Глубина карбонизации бетона, мм	Оценка применимости метода
Метод пластической деформации (молоток Кашкарова)	48,9	32,4	2,8	+16,5
Метод упругого отскока (склерометр ОМШ-1)	35,6			+3,2
Метод ударного импульса	36,3			+3,9
Метод отрыва со скалыванием (эталонный метод)	34,8			+2,4

Анализ данных таблицы 1 показывает, что наибольшую погрешность в оценке прочности бетона показал метод пластической деформации (молоток Кашкарова). Близкие результаты получены при использовании методов упругого отскока и ударного импульса. Метод отрыва со скалыванием подтвердил целесообразность его использования, как эталонного метода при оценке достоверности неразрушающих методов контроля.

**Выводы.**

Из анализа применимости различных методов неразрушающего контроля для оценки прочности бетона следует, что для оценки

прочности бетона длительно-эксплуатируемых железобетонных конструкций целесообразно использовать метод упругого отскока и ударного импульса.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Улыбин А.В. О выборе методов контроля прочности бетона построенных сооружений. – Москва: Стройиздат, 1995 – 136с.
2. Зубков В.А. Определение прочности бетона: учебное пособие. -Москва: изд- во АСВ, 1998,-120с.]
3. СТБ 2264-2012 Испытание бетона. Неразрушающий контроль прочности.
4. ГОСТ 28570-90. Бетоны. Определение прочности по образцам отобраным из конструкции.

УДК 691.542

### **ПОРТЛАНДЦЕМЕНТ С ДОБАВКОЙ ФИБРЫ ИЗ КОРДНОЙ ТКАНИ**

*КОРСУН А.М.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

#### **Введение**

Опыт исследования прочности различных бетонов на заполнителях с упрочненной контактной зоной между заполнителем и матрицей цементного камня свидетельствует, что прочность и трещиностойкость материала возрастает с ростом связности его структуры. Оптимальный результат достигается в том случае, когда микроармирующие новообразования цементного камня в его матрице и в упрочненной им контактной зоне заполнителя, (микрозаполнитель и различные фракции макрозаполнителя) образуют единую фрактальную структуру. Такая структура образует единый несущий решетчатый каркас, распределяющий как внешние, так и внутренние нагрузки по всему объему материала. Как было отмечено выше, наличие в тяжелом бетоне крупного заполнителя не позволяет расположить дисперсные волокна достаточно близко друг к другу. В

следствие этого, трудно пояснить использование полипропиленовой фибры в тяжелых бетонах. В данной работе ставится задача получить вяжущую систему на основе портландцемента (вяжущее с волокнистым компонентом) для решения задач компенсации усадки строительных смесей и мелкозернистых бетонов. В виду отсутствия в них скелета из крупного заполнителя.

### 1. Фибра из кордной ткани

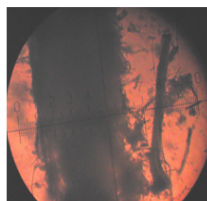
Фибра из кордной ткани - волокнообразный материал, полученный после переработки утилизированных автомобильных шин. Исходное для ее получения, полиамидное волокно (волокно для производства кордной нити и ткани (рисунок 1)) имеет  $R_{BH} \geq 70$  МПа, относится к группе гидрофильных волокон (водопоглощение до 8 %).



Рис. 1. Кордная ткань



а



б

Рис. 2. Фибра из кордной ткани: а – в виде товарного продукта, полученного после разделки шин; б – под микроскопом

Поверхностный слой элементарных волокон ИКТ (рисунок 2) несколько ослаблен (разрыхлен) вследствие механического воздействия при извлечении корда из шин (см. рисунок 2 б). На участках длиной 30-40 мкм волокна ИКТ иногда содержат 1-2 остатка разме-



ром до 10 мкм вещества черного цвета (материал шины), прочно соединенного с волокном (микроанкеры). Отход ИКТ сохранил специальное покрытие - «замастыватель», повышающее RaГВН.

## **2. Цель и суть исследования**

Испытания проводились на ПЦ 500 Д0, изготовленном ОАО «Красносельскстройматериалы».

Характеристики: Кнг = 0,2725; I группа эффективности при пропаривании; средняя активность при пропаривании 38,2 МПа.

На первом этапе исследования выполнялась оценка основных физико – технических свойств системы «ПЦ – волокно» путем введения различных волокон на этапе приготовления смеси по ГОСТ 310.1-81 и ГОСТ 30744-2001 в научно – исследовательской и испытательной лаборатории бетонов и строительных материалов БНТУ. Фактически проводились испытания мелкозернистого бетона при соотношении ПЦ : песок = 1:3. Добавка волокон вводилась в размере 1% от массы цемента.

В процессе проведения исследований готовились бетонные образцы, которые проверялись на предел прочности на растяжение при изгибе. В качестве образцов использовались балочки размером: 40×40×160 мм. Были изготовлены несколько серий образцов с различными фиброволокнами (полипропиленовое, полиамидное структурированное, волокно ИКТ).

Были так же изготовлены образцы с использованием фибры из кордной ткани, помолотой совместно с портландцементом (в количестве 1% от массы ПЦ) в лабораторной шаровой мельнице типа МБЛ-5 в течение 10 минут (рисунки 3 и 4). Для достоверных результатов испытаний, цемент для серий образцов с волокнами в неизменном виде, а также контрольных, подвергали дополнительному помолу в мельнице в течение 10 минут.

В ходе проведения эксперимента сначала приготавливались сухие смеси из цемента и песка. Затем добавлялось заданное по весу количество волокна. После тщательного перемешивания смесь затворялась водой. Вода добавлялась в несколько приемов с целью обеспечения равномерного перемешивания смеси и недопущения возникновения комков. Перемешивание осуществлялось непрерывно сразу после затворения водой. Процесс затворения водой длился в течение 5 минут.

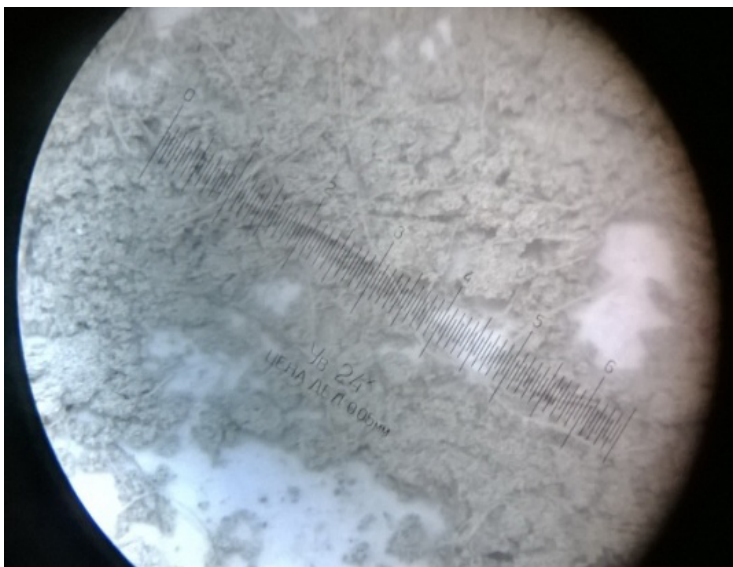


Рис. 3. Портландцемент с фиброй из использованной кордной ткани после совместного помола в течение 10 минут

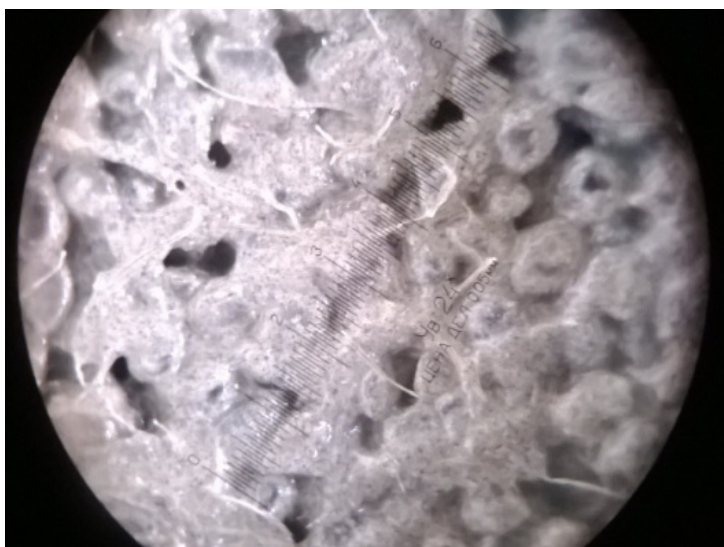


Рис. 4. Формовочная смесь, включающая ПЦ совместно помолотый с волокнами ИКТ, кварцевый песок и воду

Затем раствором заполняли форму, которую на 10 секунд помещали на вибростол, где смесь уплотнялась – из смеси удалялась избыточная влага и пузырьки воздуха. Твердение образцов осуществлялось в пропарочной камере по режиму: 1 час предварительной выдержки – 2 часа подъема температуры до значения 80°C – 6 часов изотермической выдержки. Распалубка и испытание образцов проводились спустя 24 часа от момента изготовления образцов.

Балочки устанавливались на платформу с двумя опорами. Рабочее расстояние между опорами  $l = 100$  мм. Сверху к образцу прикладывалось усилие, которое передавалось через кронштейн. Испытания проводились на высокоточной разрывной машине ИР 5057 - 50 с возможностью подключения ЭВМ и получения данных (в том числе построение графиков) в момент испытания. Усредненные графики испытания серий образцов представлены на рисунках 5 – 9.

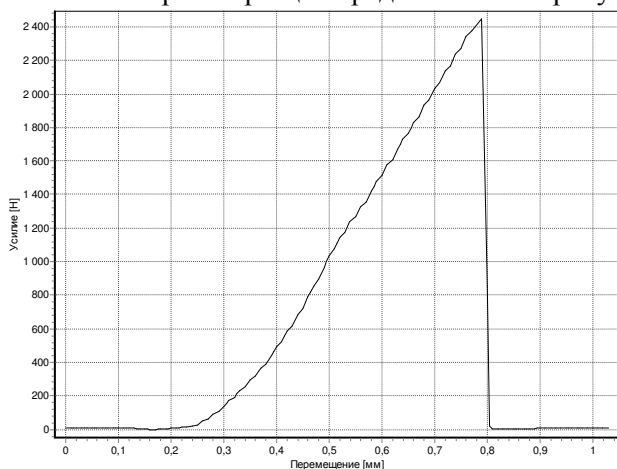


Рис. 5. График разрушающей нагрузки для контрольного образца

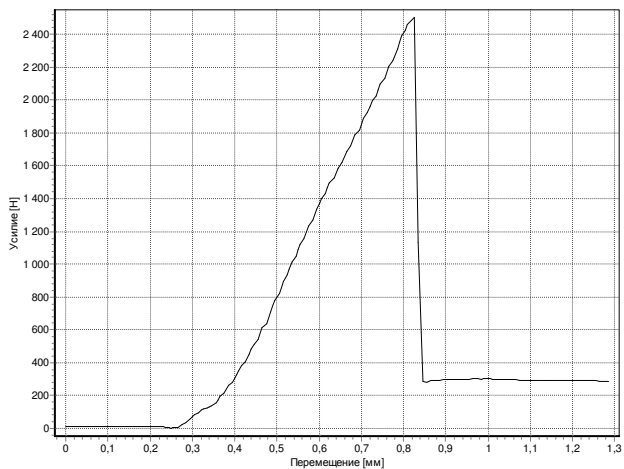


Рис. 6. График разрушающей нагрузки для образца с полипропиленовыми волокнами

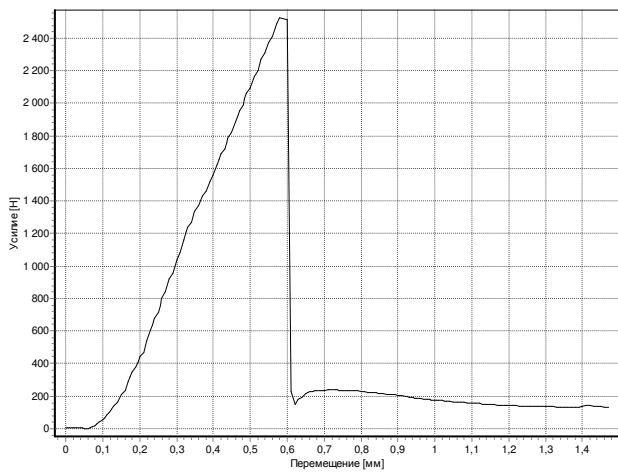


Рис. 7. График разрушающей нагрузки для образца волокнами ИКТ

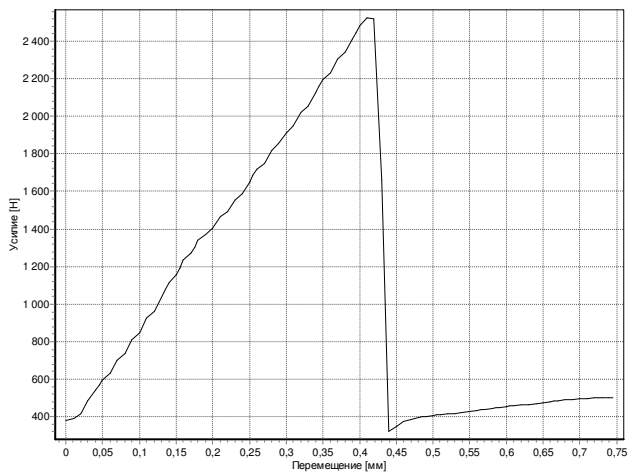


Рис. 8. График разрушающей нагрузки для образца со структурированными полиамидными волокнами

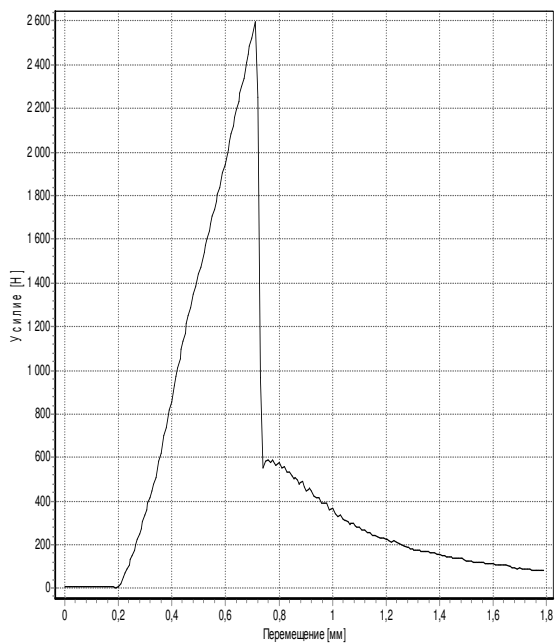


Рис. 9. График разрушающей нагрузки для образца из молотых совместно ПСЦ и фибры из ИКТ

### 3. Результаты исследования

После испытаний серий образцов на растяжение при изгибе, были произведены испытания половинок образцов – балочек при сжатии. Согласно методике ГОСТ 310.4 – 81.

Результаты испытаний серий образцов на растяжение при изгибе и сжатии представлены в таблице 1.

Таблица 1  
Результаты испытаний на растяжение при изгибе

Результаты испытаний ПЦ с добавкой техногенных волокон							
Цементная композиция	Прочность, МПа						Характер разрушения
	Ризг	Ризг. ср.	$\Delta$ Ризг, %	Рсж	Рсж. ср.	$\Delta$ Рсж, %	
ПЦ без добавления техногенного волокна (контрольный)	5,51	5,64	0,00	25,8	25,8	0,0	Хрупкое с распадом на фрагменты
	5,69			26,0			
				26,8			
				26,4			
				24,2			
5,73	25,6						
ПЦ с добавлением техногенного волокна (полипроп. вол-на) (Состав 1)	6,01	5,93	5,12	25,2	25,2	-2,2	Хрупкое без распада на фрагменты
	5,86			24,8			
				25,0			
				25,2			
				25,2			
5,92	26,0						
ПЦ с добавлением техногенного волокна (ИКТ не молотая) (состав 2)	5,29	5,77	2,31	22,6	22,0	-14,6	Хрупкое без распада на фрагменты
	6,00			22,6			
				21,8			
				21,0			
				22,0			
6,03	22,2						
ПЦ с добавлением техногенного волокна (ИКТ молотая) (состав 3)	6,08	6,13	8,75	24,2	24,1	-6,7	Хрупкое без распада на фрагменты
	6,15			24,6			
				23,4			
				23,4			
6,17	24,2						
ПЦ с добавлением техногенного волокна (структурир. вол-ло) (состав 4)	5,92	5,76	2,08	24,0	23,3	-9,8	Хрупкое без распада на фрагменты
	5,56			23,4			
				22,0			
				22,2			
				24,0			
5,79	24,0						

Предварительный вывод об уровне параметра  $R_a$ ТВН (прочности адгезионного контакта «ТВН – гидросиликатная матрица») сделан на основании визуального анализа поверхностей, по которым про-

изошло разрушение цементных образцов при их испытании на прочность на растяжение при изгибе.

Установлено, что свежееотформованная поверхность цементного камня из вяжущего, полученного совместным помолом портланд-цемента и волокон ИКТ, содержит небольшое количество видимых волокон. На сколе образцов просматриваются единичные элементарные волокна ИКТ (рисунок 10). Это позволяет сделать вывод о том, что технически не сложно качественно распределить волокна в теле цементного образца. В отличие от образцов с полиамидными или полипропиленовыми волокнами (рисунок 11).



Рис. 10. Поверхность разрушения образца из ПЦ молотого совместно с волокнами ИКТ

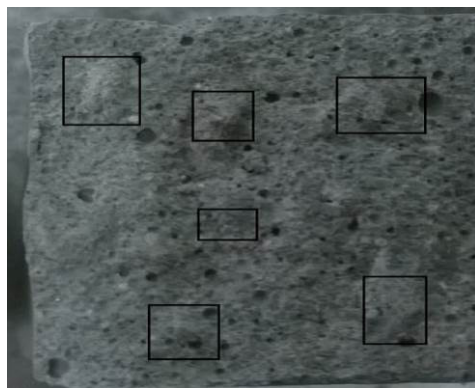


Рис. 11. Поверхность разрушения цементного образца с волокнами фибры (прямоугольниками отмечены видимые волокна)

Другие волокна (полиамидные и полипропиленовые) после испытаний видны невооруженным глазом в большем количестве, чем

волокна ИКТ. Возможно, что в процессе нагружения цементного образца волокна фибры дополнительно вытягиваются с последующим разрывом или без сопротивления, вследствие низкого уровня значений  $R_{атвн}$ , извлекаются из цементного камня без разрыва. Механизм разрушения ТВН при нагружении цементного бетона зависит от множества факторов, в т.ч. и от соотношения между прочностью цементной матрицы,  $R_{атвн}$  и  $R_{ТВН}$ .

Полученные результаты испытаний и характера разрушения образцов свидетельствуют о эффективности работы вяжущего с добавлением 1% фибры из ИКТ и совместного помола с ПЦ в течение ~ 10 минут.

#### **4. Выводы**

Разработаны основы технологии обогащения портландцемента фиброй из использованной кордной ткани (ИКТ) и получения вяжущего путем совместного помола ПЦ и фибры из ИКТ (в количестве 1% от массы цемента) для решения задачи компенсации усадки строительных смесей и мелкозернистых бетонов. Представлены экспериментальные исследования, направленные на решение проблемы рационального использования побочного продукта технологического процесса утилизации автомобильных шин, образующегося в виде техногенных волокон.

Экспериментально установлено, что вяжущее полученное совместным помолом портландцемента и волокон ИКТ, практически не отличается по значения прочности при изгибе, от полученных с использованием полипропиленовых волокон. По характеру разрушения образцов, развитию трещин при изгибе, даже превосходит эффект от полипропиленовых волокон.

По совокупности результатов исследования, а также учитывая фактор себестоимости волокон ИКТ (в 30-40 раз дешевле чем полипропиленовая фибра) определено, что технологический прием утилизации волокон ИКТ путем обогащения портландцемента совместным помолом, оправдан не только по техническому эффекту, но и с экономической точки зрения.



## **СИСТЕМЫ УТЕПЛЕНИЯ ФАСАДОВ И ТРЕБОВАНИЯ ПО ИХ ИСПЫТАНИЯМ**

*КРАСУЛИНА Л.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Энергосбережение одна из главных задач, поставленных перед строительной отраслью. Сбереечь энергию можно несколькими способами: введением режима экономии ее потребления или повышением теплозащиты ограждающих конструкций зданий.

Одним из методов значительного сокращения теплопотерь через ограждающие конструкции является утепление фасадов зданий при помощи наружной теплоизоляции, которая может применяться как при новом строительстве, так и при реконструкции зданий, без отселения жильцов, не нарушив при этом архитектурного облика фасадов. Имеется возможность утепления любых поверхностей, в том числе слабых основ со старой штукатуркой, газобетона, деревянных конструкций. При этом повышаются эксплуатационные характеристики зданий, а значит и доходность имущества, кроме этого появляется возможность выбора системы утепления для конкретного объекта, в зависимости от финансовых возможностей, условий эксплуатации, или требуемых эстетических характеристик. Минеральная основа штукатурного и отделочных слоев обеспечивает оптимальные показатели по теплоизоляции, паропроницаемости и влагостойкости. Наружное утепление здания не вызывает уменьшения площадей помещений, повышает теплоаккумулирующие возможности утепляемых ограждающих конструкций, что особенно актуально для домов с индивидуальным отоплением [1-3]

Современные фасадные системы утепления представляют собой многослойную конструкцию, предназначенную для придания зданию современного архитектурного облика и радикального повышения уровня тепло-шумозащиты наружных стен. Долговечность таких конструкций значительно сокращает дальнейшие затраты на ремонт фасадов зданий и сохранение его внешнего вида за счет стойкости покрытия к атмосферным и техногенным воздействиям.

Для достижения максимального срока службы фасадных конструкций необходимо проводить «постстроительный» мониторинг. Для оценки состояния штукатурных систем можно ограничиться визуальным осмотром фасадов. Если в процессе эксплуатации в толще конструкций начнут возникать деструктивные процессы, то на фасадах сначала появятся дефекты внешнего вида: трещины, вздутия, отслоения и т.д., поэтому выход системы из строя не может произойти неожиданно. Для надежной и долговечной работы системы за фасадом надо грамотно ухаживать, производить выборочный ремонт, оперативно устранять появляющиеся трещины и отслоения. Работоспособность фасадов, продолжительность срока службы и безопасность эксплуатации во многом зависят от правильного выбора материалов системы утепления, от качества монтажа и от профилактических мероприятий и косметического ремонта в процессе эксплуатации.

Применение теплоизоляционных систем позволяет достичь необходимого значения сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций при минимальной материалоемкости.

Утепление зданий направлено на улучшение условий жизни. В результате утепления достигаются следующие цели:

- улучшается микроклимат в помещении и соответственно комфортность проживания;
- снижаются затраты на отопление зимой и кондиционирование летом;
- увеличивается срок службы здания, что позволяет окупить затраты на реабилитацию за счет снижения темпов износа здания;
- улучшается внешний вид за счет высоких возможностей цветowych решений и использования декоративных штукатурок;
- экономятся энергоресурсы;
- снижаются темпы использования угля, нефти, газа и вследствие этого снижаются выбросы парниковых газов в атмосферу.

Наиболее важными факторами при выборе системы утепления считают:

- стоимость компонентов системы утепления;
- архитектурные возможности, т.е. широту выбора цветов и фактур финишного покрытия или облицовки, широту спектра архитектурных решений;

- механическую прочность, надежность, долговечность системы, включая прочностные характеристики отдельных слоев системы и прочность крепления всей конструкции;

- соответствие требованиям пожарного надзора;

- сертификацию систем фасадной теплоизоляции, наличие пакета документов на систему и на конкретный объект утепления;

-сопровождение проекта на всех стадиях работ(подготовка проектной документации, обучение персонала, технический надзор за монтажом).

В настоящее время для утепления и внешней отделки зданий применяют разные фасадные системы утепления, которые можно разделить на:

- системы со штукатурными слоями;

- системы с облицовкой кирпичом или другими мелкоштучными материалами;

- системы с защитно-декоративными экранами.

Системы со штукатурными слоями предусматривают клеевое или механическое закрепление утеплителя с помощью анкеров, дюбелей и др. с последующим оштукатуриванием. Помимо общего требования к надежному прикреплению системы к существующей стене в данной системе обязательным условием годового баланса влагонакопления является требование к паропроницаемости всех слоев системы. В качестве утеплителя чаще всего применяют минераловатные плиты или плиты из пенополистирола.

Наименее пожароопасными являются системы с тонкими штукатурными слоями с утеплителем из минеральной ваты. Применение в системе комбинации минеральной ваты и пенополистирола также может обеспечивать надежную защиту от воздействия огня.

В системах утепления с тонким штукатурным слоем наружные штукатурные слои работают за счет адгезии к утеплителю. Все нагрузки передаются на утеплитель через тонкий контактный слой, который существует между армированным базовым слоем и утеплителем. Поэтому очень важно знать какой утеплитель применяется и какие растворные составы используются для создания базового слоя т.е. достаточная ли прочность сцепления между утеплителем и подложкой и сможет ли затвердевший базовый слой сопротивляться образованию трещин, воспринимать удар, сопротивляться воздействию перепада температур.

Качество любой фасадной системы утепления зависит от того насколько точно соблюдается технология его изготовления. Нельзя получить хороший результат, применяя несистемные материалы без учета возможностей их взаимодействия с остальными составляющими утепления и не соблюдая при проведении работ технологических инструкций, разработанных изготовителем системы.

В настоящее время основным способом наружного утепления стала система со штукатурными слоями, при которой на фасад здания при помощи монтажного строительного клея крепится утеплитель, после дополнительного крепежа дюбелями на утеплитель наносят слой, обеспечивающий сцепление с последующими отделочными слоями, чаще всего это клей, армированный специальными сетками. Затем наносятся штукатурная или шпаклевочная смесь и декоративные покрытия.

В состав таких систем входит целый ряд материалов: клеевые составы, армирующие материалы, штукатурки, шпатлевки, защитно-отделочные материалы, минераловатные плиты, плиты из пенополистирола.

Каждый из этих материалов должен отвечать требованиям соответствующих нормативных документов. При этом надо учитывать, что запрещается использовать материалы-аналоги вместо предусмотренных проектной документацией.

При использовании легких систем утепления на утепляемую поверхность наносится клеевой состав для приклеивания утеплителя. Надежная связка «основание-клей-утеплитель» обеспечивает целостность всей системы в процессе эксплуатации и гарантирует стабильность системы. Основные свойства, которым должны соответствовать клея следующие:

- клей должен иметь высокую прочность сцепления с традиционными в строительстве основаниями (бетоном, ячеистым бетоном, кирпичом, оштукатуренными поверхностями);

- клей должен иметь высокую прочность сцепления с эффективными утеплителями (минеральная вата, пенополистирол, пенополиуретан и др.);

- клей должен быть паропроницаем для обеспечения свободного выхода водяных паров в условиях эксплуатации зимой;

- клей должен быть водостойким так как эксплуатируется на фасадах;

- раствор клея может наноситься сплошным слоем по всей площади или по периметру, или в центральной области утеплителя, но при этом общая площадь под клеевым слоем должна составлять не менее 60 % площади плиты утеплителя.

Фасады оштукатуривают с помощью современных строительных смесей, заложенных в проекте для конкретной системы утепления. Штукатурные слои должны иметь хорошее сцепление с основанием и клеевым составом, количество воды, поглощаемое защитным покрытием во время дождя должно быть меньше количества испарившейся влаги, иначе влага будет накапливаться в защитном слое, что в конечном итоге приведет к его растрескиванию. При нанесении штукатурный раствор не должен сползать со стены, а при отверждении не должен растрескиваться.

Штукатурные слои могут содержать дефекты, поэтому оштукатуренную и прогрунтованную стену желательно прошпаклевать. Шпатлевки должны быть удобны в работе, хорошо сцепляться со штукатурным слоем, хорошо шлифоваться и хорошо совмещаться с современными лакокрасочными покрытиями.

Требования, которым должны соответствовать клея для приклеивания утеплителя, изложены в СТБ 1621 [4], требования к штукатурным материалам, шпатлевкам и грунтовкам изложены в СТБ 1263 [5]. Минераловатные и пенополистирольные плиты должны соответствовать требованиям ТКП 45-2.04-43-2006 (02250) [7], ТКП 45-3.02-113-2009 (02250) [8] и другим нормативным документам.

В работе испытывали образцы легких штукатурных систем утепления, изготовленные в лабораторных условиях. Изготовление фрагментов системы выполнялось согласно требованиям соответствующих нормативных документов. Показатели качества системы определяли согласно СТБ 2033 [6].

Водопоглощение при капиллярном подсосе определялось на образцах, состоящих из теплоизоляционного и наружного слоев, посредством измерения количества воды, поглощенной образцами за 1 час, 12 часов, 1, 5, 10, 15, 20,30 суток. Результаты измерений показали, что как при применении в системе утепления минеральной ваты, так и при применении пенополистирола интенсивное поглощение влаги протекает в течение первых 10 суток, через 20 суток выдержки в воде практически заканчивается и для исследуемой си-

стемы утепления общее количество поглощенной влаги не превышает 1,9 %.

Определение морозостойкости образцов штукатурных систем утепления показало, что после 75 циклов «увлажнения-замораживания-оттаивания» разрушений покрытия, изменений его внешнего вида не наблюдается. При оценке изменения предела прочности при растяжении было показано, что разрыв системы при этом испытании происходит по утеплителю, потеря прочности не превышает 30 % и соответствует требованиям СТБ 2033.

Изучение сопротивления паропрооницанию наружного слоя штукатурной системы утепления показало, что этот показатель не превышает  $0,2 \text{ м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{Па} / \text{мг}$  и практически не влияет на сопротивление паропрооницанию всей системы утепления. Термическое сопротивление наружного слоя утепления также имеет низкое численное значение и не оказывает существенного влияния на термическое сопротивление ограждающей конструкции.

В настоящее время нет нормативных документов, в которых приводились бы требования по этим показателям для легких штукатурных систем утепления, что затрудняет определение эффективности и долговечности системы утепления.

Для оценки технической пригодности системы наружного утепления и установления области ее применения должен быть разработан стандарт, в котором необходимо указать основные требования к показателям качества отдельных материалов и всей системы в целом.

Организация мониторинга отдельная и очень важная часть всей производственной цепочки в системах утепления фасадов, должен быть отдельный документ, регламентирующий его организацию и оценку технического состояния системы.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Ананьев А.И. О нормативных требованиях, занижающих теплозащитные свойства и долговечность кирпичных стен зданий / Строительные материалы № 2, М. 2007.

2. Бессонов И.В. Исследование стойкости фасадных систем наружного утепления с тонким штукатурным слоем к температурно-влажностным воздействиям / И.В. Бессонов.-М.:Сборник трудов 1-ой Всероссийской научно-технической конференции «Строитель-

ная теплотехника; актуальные вопросы нормирования» Спб, 2008-С.199-207.

3. Гагарин В.Г. Экономический анализ повышения теплозащиты ограждающих конструкций зданий / А.Г. Гагарин // Строительные материалы – М, 2008, - 8. – С.41-47.

4. СТБ 1263- 2001 «Композиции защитно-отделочные строительные. Технические условия».

5. СТБ 1621-2006 «Составы клеевые полимерминеральные. Технические условия».

6. СТБ 2033-2010 «Системы утепления наружных ограждающих конструкций зданий и сооружений. Штукатурные системы. Методы определения физических характеристик и стойкости к воздействию климатических факторов».

7. ТКП 45-2.04-43-2006 (02250) « Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования».

8. ТКП 45-3.02-113-2009 (02250) «Тепловая изоляция наружных ограждающих конструкций зданий и сооружений. Строительные нормы проектирования».

УДК 528.47 (072.8)

## **КОМПЕКТМЕНТАЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ТИПОВ ИЗЛОМОВ**

*МЕЛЬНИК Ю.А., МЕЛЬНИК А.В.\*, СИНИЙ С.В., СУНАК П.О.*

Луцкий национальный технический университет  
Восточноевропейский национальный университет им. Леси Украинки\*  
Луцк, Украина

Для обеспечения надежной работы и предотвращения разрушений строительных конструкций очень важно владеть современными методами инновационных nanoисследований поверхности разрушения материалов и конструкций [1].

Одной из важных проблем фрактографии есть отождествление характера поверхности разрушения (изломов). Для ее решения предложено несколько решений [2-5]. Основным недостатком таких решений является трудоемкость и низкая оперативность, необходимость визуального сопоставления получаемых на дисплее исследу-

емой фрактографической поверхности (изломов) с атласными. Понятно, что такой подход включает элементы субъективизма [2, 6, 7].

Основной целью метода автоматизированной идентификации (отождествления) исследуемых изломов, полученных, например, в процессе импульсного разрушения является использование математического аппарата пространства Гилберта.

Предположим, что у нас ряд фрактографических поверхностей, например изломов, среди которых необходимо идентифицировать отдельно выбранную поверхность (образца). При этом будем считать, что различные фрактографические поверхности в общем виде описываются векторами, которые соответствуют векторам пространства Гилберта, поскольку в пространстве Гилберта существует взаимно однозначное соответствие между набором векторов. В нашем случае - между фрактографическими изображениями и классом  $M$  действительных функций действительного переменного, которые определены и ограничены на конечном замкнутом интервале действительной оси. Важные для дальнейших выкладок действия сложения и скалярного умножения в классе  $M$  такие: если  $\vec{f} = f(g)$  и  $\rho = \rho(g)$  принадлежат одному классу, то величина  $\vec{r} = \vec{f} + \rho$ , где  $\vec{r} = f(g)$  при  $g$  равному  $r(g) = f(g) + \rho(g)$ ; если  $C$  – произвольное действительное число, то величина  $\vec{S} = C\vec{f}$ , где  $\vec{S} = S(g)$  при  $g$  равному  $S(g) = Cf(g)$ . В пространстве Гилберта скалярное произведение определяется так:

$$(f \cdot g) = \int_{g_1}^{g_2} f(g)\rho(g)dg \quad (1)$$

Здесь интеграл является интегралом Римана. При таких условиях  $M$  является действительным Гилбертовым пространством.

В описанной модели отдельные поверхности соответствуют векторам в пространстве Гилберта и величины  $C_1, C_2, \dots, C_n$  определяют при условии:

$$\vec{x} = \sum_{i=1}^n C_i y_i, \quad (2)$$

где  $\vec{x}$  соответствует поверхности, которая распознается, а векторы  $\vec{y}_1, \vec{y}_2, \dots, y_n$  отвечают «эталонным» или стандартным поверх-



ностям. Такие задачи часто возникают при идентификации поверхностей импульсного разрушения. На рис. 1 показаны два разных случая импульсного разрушения, числовые характеристики которых получены микрофотограмметрическим методом [7].

Степень совпадения вектора эталонной поверхности  $\bar{y}$  может быть измерена косинусом угла  $\alpha$ , образованного скалярным произведением векторов поверхностей  $(x_i \cdot y_i)$ :

$$\cos \alpha = \frac{(x \cdot y)}{|x| \cdot |y|} = \frac{\int_{g_1}^{g_2} x(g)y(g)dg}{\sqrt{\int_{g_1}^{g_2} x^2(g)dg} \sqrt{\int_{g_1}^{g_2} y^2(g)dg}} \quad (3)$$

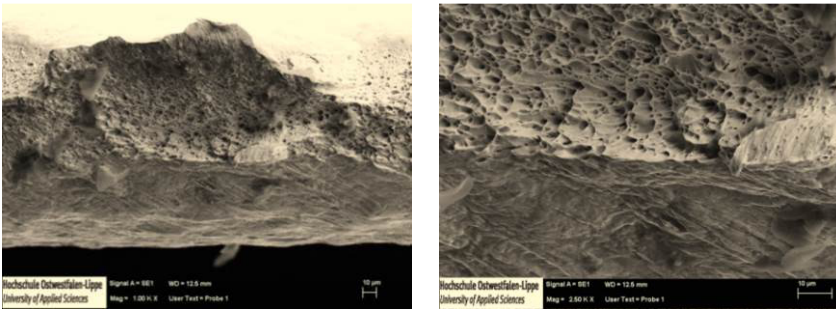


Рис. 1. Микрофотографии излома импульсного разрушения

Выражение (3) - нормализованная функция принятия решения для процедуры итеративной (последовательной) идентификации. Вследствие экспериментальных ошибок уравнения (3) не придерживается точно, поэтому оптимальным критерием будет:

$$\left| x - \sum_{i=1}^n C_i y_i \right|^2 = D + \sum_{i=1}^n C_i E_i + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n C_i C_j G_{ij} = \min \quad (4)$$

где  $D = \int_{g_1}^{g_2} x^2(g)dg$ ;  $E_i = -2 \int_{g_1}^{g_2} x(g)y_i(g)dg$ ;

$$G_{ij} = \int_{g_1}^{g_2} y_i(g) y_j(g) dg; \quad i, j = 1, 2, \dots, n.$$

Классический метод решения задачи (4) по методу наименьших квадратов предполагает, что первые производные функции

$$f(C_1, C_2, \dots, C_n) = \left| x - \sum_{i=1}^n C_i y_i \right|^2$$

по переменным  $C_1, C_2, \dots, C_n$  в ми-

нимуме должны быть равными нулю. Величины  $C_1, C_2, \dots, C_n$  могут быть определены по методу Зейделя [8], который предусматривает последовательное вычитание стандартных фрактографических поверхностей от идентифицированных (испытываемых). В общем эта процедура описывается треугольной системой уравнений:

$$\begin{aligned} (x - C_1 y_1 \cdot y_1) &= 0, \\ (x - C_1 y_1 - C_2 y_2 \cdot y_2) &= 0, \\ (x - C_1 y_1 - C_2 y_2 - C_3 y_3 \cdot y_3) &= 0, \end{aligned} \tag{5}$$

решение которых задается выражениями:

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{(x \cdot y_1)}{(y_1 \cdot y_1)}; & C_2 &= \frac{(x \cdot y_2)}{(y_2 \cdot y_2)} - \frac{(x \cdot y_1)}{(y_1 \cdot y_1)} \cdot \frac{(y_1 \cdot y_2)}{(y_2 \cdot y_2)}; \\ C_3 &= \frac{(x \cdot y_3)}{(y_3 \cdot y_3)} - \frac{(x \cdot y_1)}{(y_1 \cdot y_1)} \cdot \frac{(y_1 \cdot y_3)}{(y_3 \cdot y_3)} - \frac{(x \cdot y_2)}{(y_2 \cdot y_2)} \cdot \frac{(y_2 \cdot y_3)}{(y_3 \cdot y_3)} + \\ &+ \frac{(x \cdot y_1)}{(y_1 \cdot y_1)} \cdot \frac{(y_1 \cdot y_2)}{(y_2 \cdot y_2)} \cdot \frac{(y_2 \cdot y_3)}{(y_3 \cdot y_3)}. \end{aligned}$$

Приведенная численная иллюстрация алгоритма автоматизированного анализа является достаточно надежной и эффективной.

Выводы. В статье предложен классический строго корректный подход к идентификации фрактографических поверхностей, который имеет важное значение в исследовании процессов разрушения в металловедении.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Шостак А. В. Применение принципов фрактальности при исследовании материалов и конструкций [Текст] / Шостак А. В., Широков В. В., Мельник А. В., Мельник В. Н. // Проблемы инновационного биосферно-совместимого социально-экономического развития в строительном, жилищно-коммунальном и дорожном комплексах: материалы 3-й междунар. науч.-практ. конф. (9-10 апреля 2013 г., г. Брянск) в 2-х томах. [ред. кол.: А.В. Алексейцев, Н.П. Лукутцова, В.С. Янченко, М.А. Сеньющенков] – Брянск: БГИТА, 2013. Т.1 – С.239-245.
2. Степаненко В.А. Метод та практичне застосування стереоскопічної фрактографії [Текст] / В.А. Степаненко // Металознавство та обробка металів. – 1995.-№1. с51-54.
3. Шостак А.В. Моделювання мікрорельєфу фрактографічних поверхонь методами триангулятора та скінчених елементів [Текст] / А. В. Шостак // Наукові нотатки.- 1999. - Вип. 5. - Луцьк. С. 285-291.
4. Мельник В. М., Шостак А. В. Растрово-електронна мікрофрактографія [Текст] / В. М. Мельник, А. В. Шостак // Монографія. – Луцьк, 2009. - 456с.
5. Шебашинов М. П., Алябин Л., Сбитнев П. П. и др. Износостойкий белый чугун для сменных деталей очистного оборудования [Текст] / М. П. Шебашинов, Л. Алябин, П. П. Сбитнев // Литейное производство. - 1985. - №2. - С.7-8
6. Чмыхов Д.В. Моделирование процесса объёмной реконструкции исследуемой поверхности при компьютерной микроскопии: автореф. дис. на соиск. уч. степени к.т.н.- Брянск, 2009. - 24с.
7. Корн Г., Корн Г. Справочник по математике [Текст]. – М.: Наука, 1970. – 720 с.
8. Kolednik O., Gruber M. A construction on the photogrammetric determination of the critical crack-tip-opening displacement [Text] // Practical Metallography. - 1981. - №18. - P.561-573.

## **АКТУАЛЬНОСТЬ СОЗДАНИЯ АЛЬТЕРНАТИВНЫХ ЭКОЛОГИЧНЫХ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ**

*ПИКУЛА А.И.*

Брестский государственный технический университет  
Брест, Беларусь

Необходимость создания альтернативных строительных материалов является актуальным направлением технологии строительного производства, которое позволит уменьшить стоимость строительства и улучшить экологическую обстановку на планете в целом.

Жизненный цикл строительных материалов – последовательный и взаимосвязанный эффект от продукта, учитывающий все направления влияния, начиная с извлечения из природных ресурсов и до окончательного захоронения с ликвидацией всех последствий их применения. В настоящее время жизненный цикл является очень длительным, с большим количеством стохастических составляющих, усиливающих вероятность повреждения естественных экосистем. По различным оценкам последствия применения наиболее распространенных строительных материалов оказывают существенное влияние на окружающую среду в течении 3 – 500 лет после начала их производства, и за счет наложения на другие факторы приводят к значительным негативным воздействиям на экологию.

Сегодня, учитывая всё возрастающее давление на природные процессы «благодаря» развитию технологий и так называемого пассивного эволюционирования человечества, его экологический след становится все более тяжелым, необратимым и на первый взгляд незаметным. Причем в ряде случаев вреднее для природы и человека не означает дешевле для потребителя, просто так удобней для технологии и проще для исполнителей.

Экологичность любых материалов не является статическим, не изменяющемся во времени свойством, а показывает лишь степень или ступень изученности данного направления человеком в сложившихся условиях развития цивилизации. Например, обычный цемент ещё в начале прошлого столетия считался экологичным ма-

териалом, и лишь по мере изучения всего круговорота веществ и потоков энергии в природе, экологического мониторинга полного жизненного цикла материала его статус сменился на негативный. Строительство является одной из наиболее энергоёмких сфер человеческой деятельности, локомотивом экономики большинства государств и, вместе с этим, источником большей части неблагоприятных экологических последствий для мировых и локальных экосистем.

В настоящее время наиболее эффективными из разработанных и применяемых в строительстве теплоизоляционных материалов являются полимерные. Возможность получения очень низких плотностей за счёт заключения воздуха в микропоры с тончайшими перегородками и снижающиеся цены как результат развития промышленного производства делают эти материалы на первый взгляд фаворитами для любого применения. Однако главным препятствием на пути их повсеместного использования в развитых странах является низкая экологичность сырья, производства, самого материала либо продуктов его разложения. Причём, в случае именно с полимерными материалами (которые не безосновательно называют убийцами всего человечества) последствия их производства либо применения начинают выявляться только спустя значительное время, что связано с токсическим действием микродоз, выявление влияния которых является очень дорогим и сложным. Поэтому многие из полимеров или добавок, применяемых сегодня для производства строительных материалов и изделий, имеют высокий риск (уже доказанный либо изучаемый) негативного влияния на человека и должны применяться с высокой осторожностью. Например, наиболее токсичные, запрещённые в некоторых странах, но до сих пор применяемые пластификаторы для пластмасс на основе фталатов, добавки антипирены гексабромциклододекан [1], [2], да и любой полимер, имеют множество вариантов негативного воздействия на экологию. Безопасных полимеров нет, есть плохо изученные полимеры.

Другими, менее эффективными, но широко распространёнными недорогими теплоизоляционными материалами являются ячеистые бетоны на основе цемента либо извести автоклавного твердения. Эти материалы имеют более предсказуемое влияние за счёт гораздо меньшей токсикологической активности, однако влияют на экологию

гию большим количеством загрязняющих выбросов, сопровождающих их жизненный цикл (например, для теплоизоляции 1 м<sup>2</sup> стены до стандартных значений ( $R=3.2\text{ м}^2\text{С/Вт}$ ) необходимо 2,5кг полистирола плотностью 20кг/м<sup>3</sup> либо 250кг газосиликата с плотностью 550 кг/м<sup>3</sup>), имея так называемый большой углеродный след. Основным загрязнителем является цемент, при изготовлении 1т которого в атмосферу выбрасывается от 500 до 1000 кг CO<sub>2</sub> и других газов в зависимости от технологии производства. Соответственно, составляемая для них экологическая оценка жизненного цикла (LCA -Life-cycle assessment) в соответствии с европейскими нормами DIN ISO 14040 [3] и базой данных Ecoinvent [4] не является удовлетворительной для продолжения их использования по многим показателям. При оценке воздействия жизненного цикла LCA таких материалов может использоваться метод CML [5]. Метод учитывает различные воздействия на окружающую среду с соответствующими экологическими показателями эффективности.

Для такого сравнения выделяются два основных экологических показателя:

1. GWP (потенциал глобального потепления, эквивалент кг CO<sub>2</sub>) учитывает все выбросы газов (например, CO<sub>2</sub>, CH<sub>4</sub>, N<sub>2</sub>O и других), которые содействуют парниковому эффекту .

2. ADP (абиотический потенциал истощения ресурсов, кг эквивалент Sb (кг)) используется как индикатор потребления природных, не живых, не возобновляемых ресурсов (например, металлические руды, сырая нефть).

В зависимости от вида строительных материалов в экологический баланс также включаются разные наборы показателей. Например, подкисление; экологическая токсичность; эвтрофикация; ионизирующее излучение; разрушение озонового слоя и др.

Цемент содержится во многих ячеистых бетонах, его добавляют в значительных количествах (до 25%) и в газосиликат для упрощения технологии производства и ускорения набора пластической прочности сырьем, что делает эти материалы опасными для экологии и человека, учитывая всю технологию их производства.

Общим фактором для 2 ранее перечисленных групп материалов, который должен приниматься во внимание в первую очередь, является стоимость положительного эффекта (экономия энергоресурсов) при их использовании. То есть, потребителю важно знать за сколько

времени его теплоизоляция окупится и начнёт приносить прибыль в виде сэкономленных энергоресурсов. Если принять среднюю стоимость материалов и работ по устройству теплоизоляции для Республики Беларусь на уровне 30 у.е./м<sup>2</sup>, условия теплообмена в соответствии с требованиями ТКП 45-2.04-43-2006 [6], и увеличении коэффициента сопротивления теплопередачи стены за счёт теплоизоляции на  $R=2,4\text{ м}^2\text{С/Вт}$ , то при условиях последнего отопительного периода (2014-2015г.) срок может составить 18 и более лет (рис.1). А при возможности альтернативного использования не вложенных в теплоизоляцию средств и в 2-3 раза больше. Безусловно, при таких условиях эксплуатации ограждающих конструкций возникают другие вопросы, но тем не менее этот срок заставляет задуматься о стоимости, безопасности и общей эффективности использования наиболее распространённой сегодня теплоизоляции в жилых зданиях. Причем проводимые в настоящее время обследования зданий с утеплителем из пенополистирола показывают в ряде случаев его значительную потерю свойств (более 50%) через 8-12 лет и, даже создание опасных условий для жизни людей (сырость, плесень, разрушение стен и т.д.).

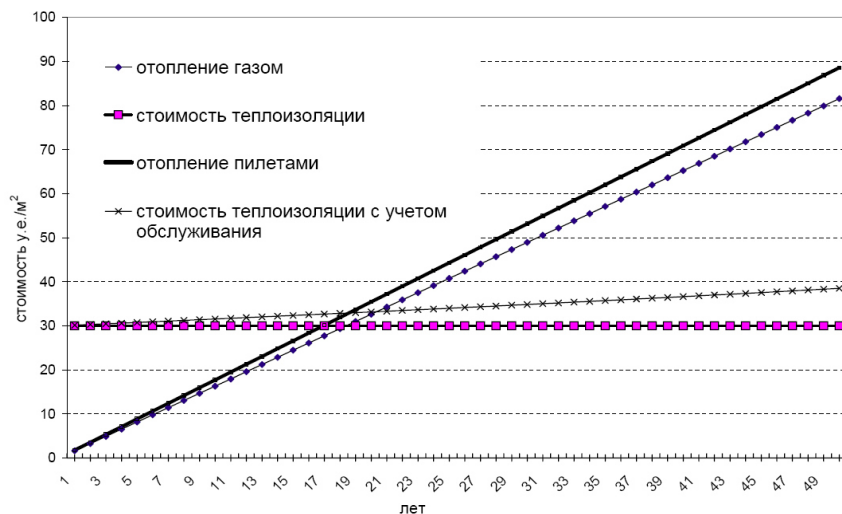


Рис. 1. Соотношение стоимости создания и обслуживания полимерной или ячеистобетонной теплоизоляции со стоимостью сэкономленных энергоресурсов при отоплении древесными пилетами или газом

Основными направлениями для получения более безопасных, экологичных и быстрее окупаемых теплоизоляционных материалов, чем полимерные или ячеистые, с применением минеральных вяжущих являются:

1. Применение отходов производства.
2. Применение растительных волокнистых наполнителей (как в роли наполнителей, так и в роли объемного армирования).
3. Применение щелочно-активированных вяжущих или геополимеров.

Применение отходов производства может осуществляться в местах, где имеются побочные вещества различных производств, содержащие в значительном количестве Al, Si, Ca, щёлочь. Это отходы химических производств, воздухоочистки, водоочистки, шлаки, золы, не технологичные глины, побочные горные породы, отходы стеклообработки, отходы керамической промышленности, силикатных производств. А также щелочестойкие волокнистые полимерные материалы, минеральные волокна, отходы органических волокон.

Применение этих материалов в строительстве может идти по двум направлениям:

1. пассивное (утилизация отходов, изменение физических свойств с незначительным влиянием на механические характеристики);
2. активное (участие в химических процессах как вяжущее со значительным изменением физико-механических свойств, придание специальных свойств).

Первое направление в очень редких случаях позволяет использовать хотя бы половину потенциала материалов либо вложенных в них ресурсов, поэтому основным современным направлением является именно использование их в качестве активных компонентов, например, как одних из компонентов, участвующих в процессах твердения (вяжущих).

В качестве растительных волокнистых наполнителей может использоваться рубленая солома злаковых культур ржи (наиболее стойкая), пшеницы, овса и ячменя, являющаяся многотоннажным отходом производственной деятельности сельскохозяйственных предприятий Республики Беларусь, которые обычно заготавливают её с избытком и всю не успевают использовать. Солома представля-



ет собой сухие стебли злаковых зерновых культур, остатки соцветий, остающиеся после обмолота, а также стебли льна и других растений, освобождённые от листьев, соцветий, семян.

Применение щелочно-активированных вяжущих, или геополимеров, -- относительно новое направление строительного материаловедения. Это вещества, производимые на основе различных Al и Si содержащих сырьевых композиций или отходов производств (например, шлак, зола), позволяющие получать материалы, имеющие показатели равные или даже лучше чем у цементных бетонов. При этом значительно (по отдельным показателям на 40-60%) меньше негативном влиянии на окружающую среду и на 10-30 % меньшей себестоимости.

Европейский опыт применения геополимеров очень богат. Вот лишь небольшой список фирм, имеющих практический задел в этой области: Renotech (Финляндия), Camfil HQ (Швеция), Pyromeral (Франция), Techn. Og Geopolymer (Чешская Республика), F. Willich GmbH (Германия), BPS-Zwickau (Германия), Keraguss (Германия), MC Bauchemie (Германия) и др.

Из основных проблем создания и применения геополимеров необходимо выделить следующие:

1. значительная усадка;
2. большая водопотребность для создания нужной степени пластичности;
3. очень маленькие либо сильно растянутые во времени сроки твердения (в зависимости от сырья и технологии);

Однако все эти недостатки при изготовлении малопрочных теплоизоляционных материалов не являются критическими и компенсируются более высокой экологичностью и долговечностью.

В связи с вышеперечисленными предпосылками хотелось бы рассмотреть следующие материалы, которые удалось получить в лабораторных и полевых условиях.

**Композитный конструкционно-теплоизоляционный фибробетон с органическими фибровыми наполнителями растительного происхождения.** В принципе этот материал может рассматриваться как современный аналог самана (саманного кирпича), лемпача, используемого веками для строительства мазанок. Саманный кирпич изготавливался из глины с примесью соломы и добавок, повышающих pH.

В настоящее время для его изготовления можно использовать глинистую суспензию (либо метаксаолин), известь гидратную, известь негашеную порошкообразную без добавок, мелкий либо молотый кварцевый песок (Si содержащие отходы), костру льна и рубленую солому (до 70мм), жидкое стекло, щёлочь при необходимости.

Из технологии производства данного композита необходимо отметить промывку, разволокнение и первичное насыщение растительных наполнителей водой с минерализатором, а также использование качественной активной извести и реакционно способного Al и Si компонента (глины или метаксаолина), что требует начальной оптимизации в различных новых условиях по массовому составу.

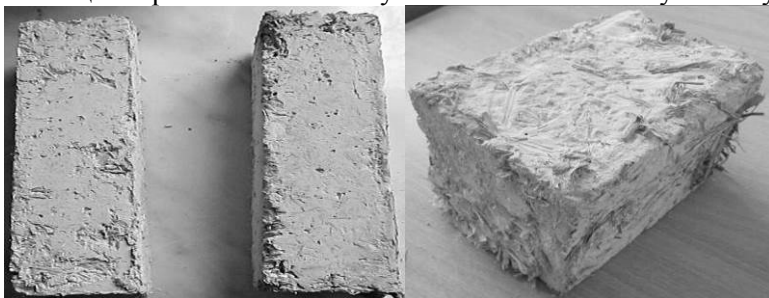


Рис. 2. Образцы из геополимерного конструкционно-теплоизоляционного фибробетона с органическими фибровыми наполнителями растительного происхождения, изготовленные в формах (слева) и выпиленный из массива (справа)

Характеристики полученного композита: плотность 600-750кг/м<sup>3</sup>, прочность при сжатии 1,4 -2,2 МПа, теплопроводность в сухом состоянии 0,16-0,19 Вт/м<sup>°</sup>С. Этот состав характеризуется прочностью, достаточной для конструкционно-теплоизоляционного материала, способного нести кроме своего веса и дополнительные нагрузки.

Еще одним перспективным материалом является **неавтоклавный газопоробетон на смешанном вяжущем с органическими фибровыми наполнителями**. Является более пористым эффективным теплоизоляционным композитом, который также можно получить, используя выше приведенное сырьё с добавкой газообразователя -- алюминиевой пудры. Однако для закрепления начальной структуры и компенсации значительной усадки в данный композит необходимо вводить небольшое количество цемента (15-20%), что

несколько ухудшает экологические показатели получаемого материала, но позволяет получить приемлемые усадочные деформации.



Рис. 3. Образцы из неавтоклавнога газифибробетона на смешанном вяжущем с органическими фибровыми наполнителями растительного происхождения различных составов

Характеристики полученного композита: плотность  $300-450 \text{ кг/м}^3$ , прочность при сжатии  $0,3 - 0,6 \text{ МПа}$ , теплопроводность в сухом состоянии  $0,09-0,12 \text{ Вт/м}^\circ\text{С}$ . Этот состав характеризуется небольшой прочностью, достаточной только для восприятия собственного веса. Этот материал можно использовать для изготовления стеновых не несущих блоков или монолитных конструкций, заливаемых непосредственно на объекте ограниченными по размерам захватками (до  $20 \text{ см}$ ).

Современное состояние производства многих теплоизоляционных и конструкционно-теплоизоляционных материалов нельзя признать удовлетворительным в плане воздействия на экологию. Поэтому сегодня необходимо развивать технологии, позволяющие получать материалы с аналогичными характеристиками при меньшем влиянии на экологию, что обычно также и уменьшает их стоимость. Примеры полученных композитов не являются идеальными, однако после оптимизации и привязки составов к местным глинистым ресурсам и имеющимся  $\text{Al}$ ,  $\text{Si}$ ,  $\text{Ca}$  содержащим отходам производства они могут быть отличной эффективной, экологичной и недорогой альтернативой наиболее распространенным материалам.

Конечно, серийное производство изделий на основе таких материалов создать труднее ввиду более сложной в организационном плане технологии, требующей большего внимания и квалификации

специалистов, хотя бы на начальном этапе привязки к местным сырьевым ресурсам. Однако если мы хотим, чтобы последующие поколения имели в плане экологии хотя бы то, что мы имеем сейчас, необходимо перейти от описания экологических проблем к их решению, причём, на самом начальном уровне любого строительного (и не только) производства.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. <http://chm.pops.int/Portals/0/download.aspx?d=UNEP-POPS-POPRC8FU-COMM-LE-HBCD-Recommend.Ru.pdf>
2. <http://www.allbeton.ru/wiki/Гексабромциклодекан+характеристика+рисков/>
3. ISO 14040 (2006): Environmental management – Life cycle assessment – Principles and framework. International Organization for Standardization (ISO).
4. Ecoinvent (2010). Database. Ecoinvent version 2.1.
5. Guinée (2001): Life cycle assessment. An operational guide to the ISO standards. Part 1: LCA in perspective. Part 2a: Guide. Part 2b: Operational annex. Part 3: Scientific Background. Ministry of Housing, Spatial Planning and the Environment (VROM) and Centre of Environmental Science, Leiden, Niederlande
6. ТКП 45-2.04-43-2006: Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования.

УДК 666.941.3

### **ЭКСТРАГИРОВАНИЕ ОКСИДА МАГНИЯ ИЗ ДОЛОМИТОВОГО СЫРЬЯ СВЕРХКРИТИЧЕСКИМ ДИОКСИДОМ УГЛЕРОДА**

*ПИСАРЕНКО Д.В., ЮХНЕВСКИЙ П.И.*

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

Потребность строительного комплекса Республики Беларусь в магниезиальном вяжущем на сегодняшний день незначительна. В первую очередь из-за отсутствия в республике производств по вы-

пуску аналога. В этой связи рынок потребителей магнезиального вяжущего в стране не развит. Совершенно иная ситуация наблюдается за рубежом. В США, Канаде, КНР, Европе, Японии, России это вяжущее активно используется для изготовления стеновых и отделочных материалов, покрытий пола, огнезащитных покрытий и т.д. Лидером в использовании данного вяжущего является Китай, где имеются крупнейшие в мире запасы магнезиального сырья.

Нет никаких сомнений в том, что у магнезиального вяжущего в Республике Беларусь, где сосредоточено около 1 млрд. тонн магнезиального сырья, могут быть достойные перспективы. На начальном этапе, как экспортного товара, а в дальнейшем, как основы для развития внутриреспубликанских производств, использующих магнезиальное вяжущее вещество в качестве сырья.

Существующие в мире технологии производства магнезиальных вяжущих веществ предопределены обжиговым методом обработки сырья [2], что приводит к получению следующих недостатков в конечном продукте:

- наличие недожженных и пережженных частиц, ухудшающих свойства вяжущего;
- наличие нежелательных примесей (глинозем, кремнезем, оксиды железа, марганца, известь), являющихся естественными примесями сырья, и, в свою очередь, оказывающих значительное влияние на свойства вяжущего вещества;
- высокие энергозатраты на производство, в том числе из-за необходимости предварительного фракционирования сырья и последующего помола полученного продукта;
- наличие отходов производства в виде сырьевого отсева, пыли-уноса, продуктов сгорания топлива и диссоциации карбонатного сырья.

Перспективной альтернативой существующим в мире технологиям может быть предлагаемый нами способ производства магнезиального вяжущего вещества методом сверхкритической диоксид углеродной экстракции. Речь идет о флюидной обработке карбонатного сырья, основанной на принципах природного породообразующего процесса – доломитизации [3, 4, 5].

Основываясь на принципах процесса доломитизации, нами была сформулирована задача по выделению оксида магния из доломито-

вого сырья путем флюидной обработки доломитовой муки. В качестве флюида был выбран сверхкритический диоксид углерода.

Исходя из принципа, чем меньше обрабатываемое зерно сырьевого материала, тем меньше необходимые энергозатраты на его нагрев до температуры диссоциации карбоната магния, мы использовали в исследованиях доломитовое сырье в виде доломитовой муки, имеющей следующий гранулометрический состав: 90% частиц меньше 270 мкм, из них 50% частиц меньше 57 мкм и 10% частиц меньше 4 мкм (рис. 1).

Для обеспечения процесса флюидной обработки доломитовой муки была изготовлена экспериментальная установка (рис.2). Баллон 1, содержащий диоксид углерода, подогревался нагревателем 2 до достижения в баллоне и всем объеме экспериментальной установки давления в пределах 100 атм., но не менее 80 атм. Нагревателем 3 разогревался реактор 4 с содержащимся в нем сырьевым материалом. Поскольку нагреваемый реактор 4 с нагревателем 3 находится в теплоизолированном кожухе 5, в котором также располагалась труба 9, проходя по которой диоксид углерода до момента попадания в реактор предварительно разогревался, в процессе проведения экспериментов промывка доломитовой муки в реакторе осуществлялась предварительно разогретым флюидом заданной температуры. В реакторе 4 был установлен фильтроэлемент, который удерживал относительно крупнозернистую сырьевую массу от вымывания из реактора, при этом беспрепятственно пропуская флюид с вымываемыми частицами оксида магния, которые, по данным [1] должны были находиться в интервале 35 – 60 нм. В трубе 6, расположенной в охладителе 7, осуществлялось снижение температуры флюида до 40 °С. Труба 6 также использовалась для улавливания наночастиц оксида магния методом термофореза на внутреннюю охлажденную поверхность, в случае, если бы наночастицы оксида магния не коагулировались в агломераты. Игольчатым клапаном 8 регулировалась скорость флюидного потока. После клапана 8 давление резко сбрасывалось и диоксид углерода выпадал в виде снега внутрь матерчатого рукавного фильтра, который должен был улавливать крупные частицы извлеченного вещества, в том числе агломераты оксида магния.

Указанным способом доломитовая мука обрабатывалась при следующих параметрах сверхкритического диоксида углерода:

1. Температура – 550 °С; давление – 80 атм.; интенсивность промывки ( $V$  – объем)  $V_{\text{сырья}}/V_{\text{CO}_2} = 1/62$ ; продолжительность обработки – 10 минут.

2. Температура – 360 °С; давление – 90 атм.; интенсивность промывки ( $V$  – объем)  $V_{\text{сырья}}/V_{\text{CO}_2} = 1/20$ ; продолжительность обработки – 60 минут.

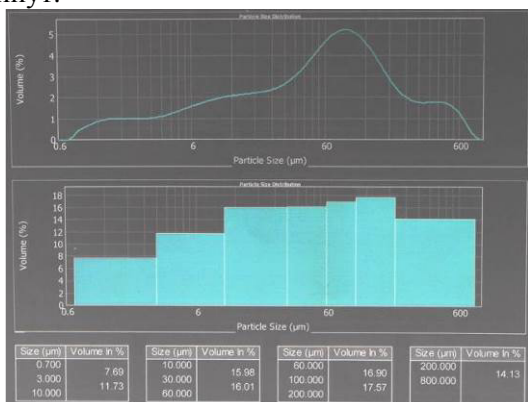


Рис. 1. Гранулометрический состав доломитовой муки

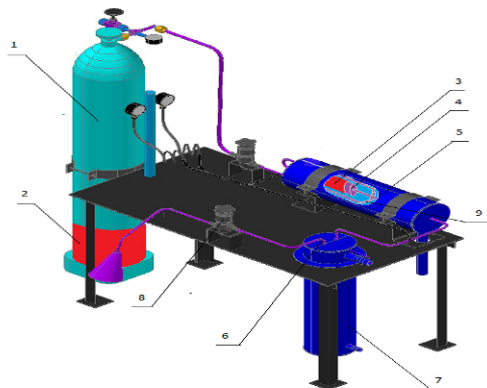


Рис. 2. Конструкция установки для экстракции оксида магния  
 1 -Баллон с  $\text{CO}_2$ ; 2-нагреватель баллона; 3-нагреватель реактора; 4-реактор; 5-теплоизолированный кожух; 6-трубопровод; 7-охладитель; 8-игольчатый клапан; 9-трубопровод

Для повышения интенсивности диссоциации карбоната магния в исходную сырьевую смесь добавляли порошкообразный хлорид

натрия следующего гранулометрического состава: 90% частиц размером меньше 523 мкм, из них 50% частиц меньше 272 мкм и 10% меньше 87 мкм.

В итоге были получены следующие результаты.

1. На холодных стенках трубы (6) оседали только частицы хлорида натрия. Оксид магния не оседал, так как коагулировался в крупные агломераты размерами до нескольких десятков микрометров (рис. 3).

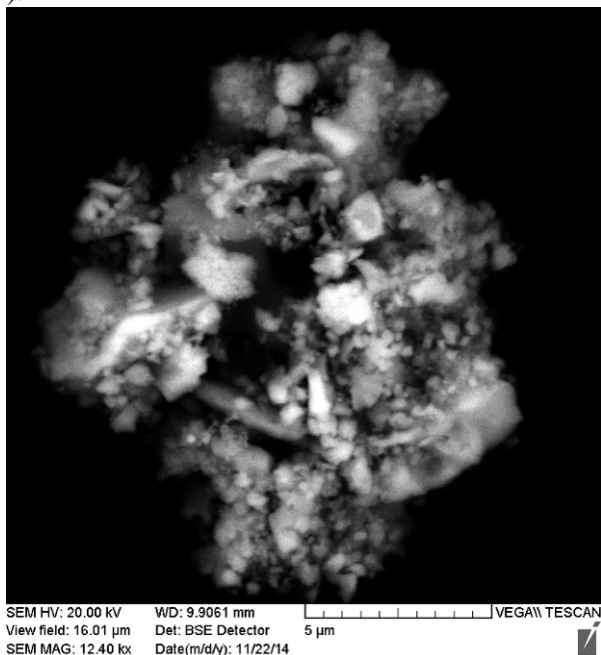


Рис. 3. Агломераты оксида магния

2. Оксид магния оседал только на поверхности более горячей по отношению к температуре флюида (стенки реактора (4), соприкасающиеся с нагревателем (3)). Здесь же имело место осаждение хлорида натрия и оксида кальция. При этом, оксид кальция осел в объеме более чем в 5 раз превышающем объем осевшего оксида магния, что свидетельствует о вымывании из сырьевого материала и оксида кальция тоже.



3. Установлено также, что из доломитовой муки кроме оксидов кальция и магния активно вымывались примесные сульфаты калия и натрия.

4. Наличие эффекта коагуляции вымываемых частиц оксида магния позволяет разработать недорогое и эффективное оборудование для их улавливания, что важно для целей разработки промышленной технологии производства оксида магния рассматриваемым способом.

5. Температура диссоциации карбоната магния в пределах 600 °С позволяет надеяться на возможность получения рассматриваемым способом активного оксида магния со свойствами магниезильного вяжущего вещества.

6. Фракционирование экстрагируемых веществ не осуществлялось, в связи с чем, полученный оксид магния фактически присутствовал в смеси с оксидом кальция, сульфатами натрия и калия (естественные примеси сырьевой породы), а так же с продуктами коррозии оборудования. Количество полученного оксида магния в указанной смеси составило долю более 50%, что свидетельствует о состоятельности предлагаемого способа получения магниезильного вяжущего и дает основания для продолжения дальнейших исследований вплоть до разработки технологии производства магниезильного вяжущего вещества указанным способом.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Водяник, А.Р. [и др.] Сверхкритическая флюидная экстракция природного сырья: мировой опыт и ситуация в России/А.Р. Водяник, А.Ю. Шадрин, М.Ю. Синев /Сверхкритические флюиды: теория и практика, Том 3, №2, 2008

2. Кучур, Е. С. Исследование строительных свойств доломитового вяжущего вещества: автореф. дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук : 05.23.05/ Е.С. Кучур; Бел. политехн. ин-т. - Мн., 1963. - 21с.;

3. Перцев, Н.Н. Высокотемпературный метаморфизм и метасоматизм карбонатных пород/ Н.Н. Перцев. АН СССР, Ин-т геологии рудных месторождений, петрографии, минералогии и геохимии. – М.: Наука. 1977. – 256 с.;

4. Шабынин, Л.И. Рудные месторождения и формации магниезильных скарнов /Л.И. Шабынин. – М.: Недра, 1974. – 278 с.;

5. Шмулович, К.И. Двуокись углерода в высокотемпературных процессах минералообразования: автореф. дис. на соиск. учен. степ. д-ра геол.-минерал. наук: 04.00.02/К.И. Шмулович; – Черноголовка (Московская обл.), 1983. – 44 с.

УДК 624.012.4.35

## **ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА БЕТОНА НА ЗАПОЛНИТЕЛЕ ИЗ ОСАДОЧНЫХ ГОРНЫХ ПОРОД**

*ПОЛЕЙКО Н.Л., ЛЕОНОВИЧ С.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

### **Введение**

Требования к бетонам по их эксплуатационным качествам, области применения, физико-техническим свойствам, условиям долговечности расширяют область экономического использования различных видов заполнителей. Если учесть, что заполнители занимают в бетоне до 80 % объема, а стоимость их достигает 50 % стоимости бетонных и железобетонных конструкций, то становится понятным, что правильный выбор заполнителей, наиболее рациональное их применение имеют большое влияние на свойства бетонной смеси, бетонных и железобетонных конструкций, технико-экономическую эффективность производства строительных изделий из сборного, монолитного бетона и железобетона в целом.

При проектировании составов бетонной смеси исходят из необходимости получения бетона заданной прочности, консистенции и долговечности при минимальном расходе цемента. Для тяжелых бетонов минимальный расход цемента обеспечивается максимальным насыщением объема бетона заполнителями и минимальной пустотностью смеси заполнителей.

В данной работе приводятся результаты исследований бетонов на щебне из флюсового известняка, который является вторичным продуктом металлургической промышленности. Изучены основные физико-механические и эксплуатационные характеристики бетонов на флюсовом известняке.

На основании проведенных сравнительных исследований установлено, что флюсовый известняк может применяться для изделий и конструкций из тяжелого бетона наряду с такими заполнителями, как гранитный щебень и природный гравий.

### **Экспериментальные исследования. Анализ результатов**

Разносторонние требования к эксплуатационным качествам, области применения и физико-техническим свойствам бетонов, требованиям долговечности, а также к работе предприятий строительной индустрии в рыночных условиях расширяют область экономического использования различных видов заполнителей.

Если учесть, что заполнители занимают в бетоне до 80 % объема и их стоимость достигает 50 % стоимости бетонных и железобетонных конструкций, то становится понятным, почему изучение, правильный выбор заполнителей и их рациональное применение влияют на свойства бетонной смеси, бетонных и железобетонных конструкций, а также на технико-экономическую эффективность производства строительных изделий из сборного и монолитного бетона и железобетона в целом.

В настоящее время в Беларуси в качестве крупного заполнителя для приготовления тяжелого бетона используют гранитный щебень, щебень из гравия и гравий. Гранитный щебень относится к глубинным изверженным горным породам, гравий и щебень из гравия – к осадочным [7,5,6].

В данной статье рассматриваются результаты испытаний тяжелых бетонов на крупном заполнителе из осадочной горной породы – известняке. Флюсовый известняковый щебень – вторичный продукт в металлургической промышленности, в частности на РУП «Белорусский металлургический завод». В технологии металлургического производства для выплавки стали применяют флюсовый известняк (известняковый щебень) фракции 5 мм и ниже. Вторичный продукт – щебень, который характеризуется содержанием зерен от 5 до 40 мм, причем количество крупных фракций существенно превосходит количество мелких. Флюсовый известняк выпускают в соответствии с требованиями [9]. Химический состав и процентное содержание основных соединений представлены в таблице 1.

Таблица 1

## Химический состав флюсового известняка

Показатель	Содержание, % по массе
Массовая доля суммы оксидов кальция и магния CaO + MgO	52,5...54,0
Массовая доля оксида магния MgO	5,0
Массовая доля оксида кремния SiO <sub>2</sub>	1,5...2,0
Массовая доля серы S	0,06...0,09
Массовая доля фосфора P	0,06...0,09
Массовая доля нерастворимого остатка в соляной кислоте	2,0...4,0

Как свидетельствуют данные, приведенные в таблице 1, флюсовый известняк представляет собой материал осадочного происхождения, состоящий преимущественно из оксидов кальция и магния. Согласно требованиям [3], в качестве заполнителей для приготовления тяжелых бетонов могут применяться материалы из осадочных горных пород. Предварительно проведенные испытания по определению физико-механических характеристик осадочной горной породы показали, что щебень из флюсового известняка состоит преимущественно из фракции 20...40 мм. По содержанию лещадных зерен, пылевидных частиц и марке по дробимости щебень из флюсового известняка удовлетворяет требованиям [4,1] (табл. 2).

Таблица 2

## Физико-механические характеристики щебня из флюсового известняка

Содержание зерен, % крупностью, мм					Насыпная плотность, кг/м <sup>3</sup>	Плотность в уплотненном состоянии, кг/м <sup>3</sup>	Плотность зерен, кг/м <sup>3</sup>
Свыше 40	40...20	20...10	10...5	Менее 5			
8,79	82,47	8,06	0,36	0,31	1278	1430	2610
Содержание зерен лещадной и игловатой форм – 16,3 % по массе							
Содержание пылевидных частиц – 1,9 % по массе							
Марка щебня по дробимости – 1000							

Для применения данного щебня в качестве крупного заполнителя требуется его обогащение мелкими фракциями, так как при данном зерновом составе он не соответствует требованиям [4] и обладает повышенной пустотностью, что приводит к перерасходу цемента в бетонной смеси. Для обогащения известнякового щебня и

получения смешанного заполнителя использовали обычный гранитный щебень и природный гравий.

С целью определения рациональной области применения известнякового щебня были проведены исследования по изучению влияния данного заполнителя на прочностные и эксплуатационные свойства тяжелых бетонов. Были подобраны составы бетонов различных классов по прочности на сжатие. Результаты, полученные при испытании бетона на известняковом щебне, сравнивались с аналогичным бетоном, изготовленным на гранитном щебне. Для получения сопоставимых данных, искусственно подбирали фракционный состав гранитного щебня до появления кривой просеивания, аналогичной смешанному заполнителю.

Содержание отдельных фракций в смешанном крупном заполнителе, гранитном щебне и гравии, представлены в таблице 3.

Таблица 3

Содержание отдельных фракций в смешанном крупном заполнителе, гранитном щебне и гравии

Наименование заполнителя	Содержание фракций (известняка, гранита и гравия) в крупном заполнителе, %								
	Щебень из флюсового известняка			Гранитный щебень			Гравий		
	5... 10	10... 20	20... 40	5... 10	10... 20	20... 40	5... 10	10... 20	20... 40
Смешанный	–	–	50	20	30	–	–	–	–
Гранитный	–	–	–	20	30	50	–	–	–
Гравий	–	–	–	–	–	–	20	30	50

Расход цемента в бетонной смеси варьировался от 250 до 450 кг на 1 м<sup>3</sup>, водоцементное отношение – от 0,4 до 0,6. Составы бетона приведены в таблице 4.

При подборе состава бетона использовали песок с  $M_k = 2,51$  и портландцемент ПЦ-500-Д20 ОАО «Красносельскстройматериалы».

Для исследований в лабораторных условиях изготавливались опытные образцы, которые твердели в нормально-влажностных условиях и подвергались испытанию в возрасте 28 сут.

Прочность бетонов на сжатие и растяжение при раскалывании определяли на образцах-кубах с ребром 15 см. Результаты испытаний по определению прочности на сжатие и растяжение при раскалывании представлены в таблице 5.

Таблица 4

## Составы бетона

Номер состава	Расход составляющих, кг на 1 м <sup>3</sup> бетонной смеси					В/Ц
	Цемент	Песок	Смешанный заполнитель	Гранитный щебень	Гравий	
1	250	785	1200	–	–	0,6
2	350	745	1150	–	–	0,5
3	450	745	1100	–	–	0,4
4	250	780	–	1200	–	0,6
5	350	745	–	1150	–	0,5
6	450	740	–	1100	–	0,4
7	350	750	–	–	1150	0,5

Таблица 5

Прочность на сжатие и растяжение при раскалывании образцов, изготовленных на различных видах крупного заполнителя

№ состава	Предел прочности*, МПа, в возрасте 28 сут. при испытаниях на	
	сжатие	растяжение при раскалывании
1	23,7...26,2	1,5...1,9
2	33,0...36,4	2,4...2,8
3	44,3...51,1	2,7...3,1
4	22,7...25,8	1,4...2,0
5	33,4...37,1	2,5...2,7
6	46,7...49,5	2,8...3,0
7	28,2...31,5	1,7...2,2

\* Значения минимального и максимального пределов прочности, полученных при испытаниях

Экспериментальные данные (табл. 5) показывают, что бетон на смешанном заполнителе по прочностным показателям не отличается от обычного бетона, изготовленного на гранитном щебне. Смешанный заполнитель, состоящий из зерен, имеющих более развитую поверхность, превосходит по прочностным показателям бетон, изготовленный с использованием гравия, зерна которого имеют окатанную поверхность.

Немаловажное значение имеет исследование заполнителя на эксплуатационные характеристики бетонов, к которым относятся показатели, косвенно характеризующие долговечность материала, а именно: способность бетона противостоять воздействию знакопеременных температур (морозостойкость), способность бетона про-

тивостоять проникновению различных агрессивных веществ (водонепроницаемость), а также защищать стальную арматуру в течение длительного срока эксплуатации (защитные свойства бетона по отношению к стальной арматуре).

Для оценки морозостойкости и водонепроницаемости бетона, изготовленного с использованием заполнителя из флюсового известняка, готовились основные образцы на смешанном заполнителе и контрольные – на гранитном щебне. Образцы формовали из составов бетона с расходом цемента 250,350 и 450 кг на м<sup>3</sup> при В/Ц = 0,6; 0,5 и 0,4. Морозостойкость и водонепроницаемость определяли по методике [1,2]. Результаты испытаний представлены в таблице 6.

Таблица 6

Морозостойкость и водонепроницаемость образцов, изготовленных на смешанном заполнителе и гранитном щебне

Вид заполнителя	Расход цемента	В/Ц	Водопоглощение, % по массе	W, МПа	F, циклы
Смешанный	250	0,6	7,2	0,2	75
Гранитный	250	0,6	7,7	0,2	75
Смешанный	350	0,5	5,8	0,4	100
Гранитный	350	0,5	6,3	0,4	100
Смешанный	450	0,4	4,2	0,6	150
Гранитный	450	0,4	4,6	0,6	150

Данные таблицы 6 свидетельствуют о том, что известняковый щебень не влияет на такие свойства бетона, как морозостойкость и водонепроницаемость. Незначительное различие в показателе водопоглощения образцов на смешанном и гранитном щебне может быть вызвано снижением капиллярной пористости цементного камня при использовании смешанного заполнителя. Капиллярная пористость цементного камня в бетоне определяется истинным водоцементным отношением, которое зависит от способности заполнителя поглощать часть воды при затворении бетонной смеси. По опытным данным, количество воды, поглощаемое зернами известнякового щебня при прочих равных условиях, на 40 % выше, чем количество воды, поглощаемое зернами гранитного щебня. Таким образом, при использовании в качестве крупного заполнителя щебня из флюсового известняка при прочих равных условиях создается возможность для снижения капиллярной пористости цементного камня. Однако, как свидетельствуют результаты испытаний, это не оказы-

вает ощутимого влияния на повышение морозостойкости и водонепроницаемости бетона.

Поскольку, как было показано выше, в материале щебня из флюсового известняка в незначительном количестве присутствуют соединения серы и фосфора, вполне естественным является изучение влияния данного заполнителя на защитные свойства бетона по отношению к стальной арматуре. Оценку защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре проводили по методике [8]. Состав бетона на смешанном заполнителе для проведения исследований принимался согласно [8]. В качестве образцов для сравнения применялся бетон, изготовленный с использованием гранитного щебня. В качестве рабочего электрода использовали арматуру класса S240. Результаты испытаний представлены в таблице 7.

Согласно данным таблицы 7 и требованиям, приведенным в [9], сталь в образцах на смешанном заполнителе (щебень из флюсового известняка + гранитный щебень) находится в пассивном состоянии. Следовательно, на начальном этапе (до воздействия эксплуатационной среды) бетон на щебне из флюсового известняка обладает достаточными защитными свойствами по отношению к стальной арматуре.

Таблица 7  
Результаты потенциостатических исследований

Наименование показателя	Требования нормативного документа	Фактическое значение
1. Установившийся потенциал, мВ	–	–310 / –324*
2. Плотность тока при потенциале +300 мВ, мкА/см <sup>2</sup>	До 10,0	1,21 / 1,56*
3. Потенциал разрушения пассивной пленки, мВ	–	+550 / +630*

\* Значение показателей для образцов на смешанном заполнителе

В результате выполненных исследований были разработаны и прошли опытную апробацию составы бетонных смесей с использованием щебня из флюсового известняка, подобраны бетонные смеси и разработаны рекомендации по применению флюсового известняка в технологии железобетонных изделий.



## **Выводы**

1. Применение известнякового щебня в качестве крупного заполнителя возможно путем его обогащения, т.е. приведения его зернового состава в соответствие с требованиями нормативной документации.

2. Щебень из флюсового известняка не влияет на прочностные показатели бетонов, а также не оказывает отрицательного влияния на морозостойкость и водонепроницаемость бетона.

3. Бетон на заполнителе из флюсового известняка обладает достаточными защитными свойствами по отношению к стальной арматуре (сталь находится в пассивном состоянии).

## **ЛИТЕРАТУРА**

1. ГОСТ 10060.1-95. Бетоны. Базовый метод определения морозостойкости.

2. ГОСТ 12730.5-84. Бетоны. Методы определения водонепроницаемости.

3. ГОСТ 26633-91. Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия.

4. ГОСТ 8267-93. Щебень и гравий из плотных горных пород. Технические условия.

5. Загер, И.Ю. Сравнительная оценка продуктов дробления горных пород месторождения нерудных строительных материалов Ямало-Ненецкого Автономного округа / И.Ю. Загер, А.А. Яшинькин, Л.Н. Андропова // Строительные материалы. 2011. №5. С. 84-86.

6. Петров, В.П. Пористые заполнители из отходов промышленности / В.П. Петров, С.А. Токарева // Строительные материалы. 2011. №12. С. 46-50.

7. Старчуков, Д.С. Бетоны ускоренного твердения с добавками твердых веществ неорганической природы / Бетон и железобетон. 2011. № 14. С. 22-24.

8. СТБ 1168-99. Бетоны. Метод контроля коррозионного состояния стали в бетоне и защитных свойств.

9. ТУУ 14-16-53-2000. Щебень из флюсового известняка.

## **ОЦЕНКА УПРУГО-ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ ТЯЖЕЛОГО ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА, МОДИФИЦИРОВАННОГО УГЛЕРОДНЫМИ НАНОМАТЕРИАЛАМИ**

*РЯБЧИКОВ П.В., БАТЯНОВСКИЙ Э.И., ЯКИМОВИЧ В.Д.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

### **Введение.**

В материале статьи приведены результаты экспериментальных исследований влияния углеродных наноматериалов (УНМ) на ряд упруго-деформативных характеристик тяжелого (высокопрочного) бетона. Исследовано влияние различных дозировок УНМ на изменение усадки твердеющего бетона во времени из смесей, характеризующихся диапазоном консистенций, соответствующим наиболее широко применяемым в строительном производстве (низкопластичные, высокопластичные и литые); проведены исследования по оценке влияния УНМ на модуль упругости бетона в возрасте 28 суток, на примере бетона номинальной прочностью 110...120 МПа разной подвижности - в диапазоне марок П1...П5 (литая смесь). Этот выбор был сделан с учетом ожидаемой востребованности строительной отрасли в ближайшей перспективе. Востребованность материала большей прочности проблематична и определение его свойств должно быть целенаправленным под конкретные условия использования.

### **Материалы для тяжелого высокопрочного бетона.**

В качестве вяжущего для бетона использовали портландцементы отечественных заводов марок: ПЦ 500 – Д0 по ГОСТ 10178 [1], соответствующие классу СЕМ I 42,5 RN по СТБ EN 197-1 [2].

В качестве заполнителей для бетона использовались материалы со следующими характеристиками:

*Песок* – природный (мытый по ГОСТ 8736-93[3]); с модулем крупности:  $M_k \sim 2,8 \dots 3,0$ ; насыпной плотностью:  $\rho_0 \sim 1560 \text{ кг/м}^3$ ; плотностью зерен:  $\rho_3 \sim 2650 \text{ кг/м}^3$ ;

*Щебень гранитный* (Микашевичи) по ГОСТ 8736-93 [4] фракций 5...10 и 5...20 мм; прочностью (по дробимости)  $\geq 110$  МПа, насыпной плотностью:  $\rho_0 \sim 1380$  кг/м<sup>3</sup> и 1410 кг/м<sup>3</sup>; плотностью зерен:  $\rho_3^0 \sim 2700$  кг/м<sup>3</sup>;

*Щебень гранитный кубовидный* по СТБ 1311-2002 [5] фракции 2...4; 4...6,2 и 6,2...12 мм; прочностью (по дробимости)  $\geq 110$  МПа, насыпной плотностью:  $\rho_0 \sim 1360...1420$  кг/м<sup>3</sup>; плотностью зерен:  $\rho_3^0 \sim 2700$  кг/м<sup>3</sup>.

Микронаполнители – микрокремнезем и каменная мука.

*Микрокремнезем* – в соответствии с требованиями СТБ EN 197-1-2007 [2] с содержанием аморфного диоксида кремния не менее 85 % по массе; потери при прокаливании не более 4,0 %; удельная поверхность (по методу БЭТ)  $\sim 15,0$  м<sup>2</sup>/г (при использовании приборов типа «ПСХ»  $S_{уд}^{МК} \sim 3,0$  м<sup>2</sup>/г или 30 000 см<sup>2</sup>/г);

*Каменная мука* – в качестве каменной муки использовали молотый гранитный отсев РУПП «Гранит». Степень его измельчения равна  $S_y \sim 0,3$  м<sup>2</sup>/г (по прибору типа «ПСХ») т.е. соответствует тонине стандартных цементов. Эта «каменная мука» характеризуется плотностью:  $\rho_{км} \sim 2740$  кг/м<sup>3</sup>, насыпной плотностью:  $\rho_{км}^0 \sim 1100$  кг/м<sup>3</sup>, водопотребностью - коэффициентом «нормальной» густоты:  $K_{км} \sim 0,22 - 0,24$ .

*Добавка-гиперпластификатор «Стахемент 2000»* - пластифицирующая добавка отечественного производства с использованием компонентов, поставляемых из Чехии. По эффективности пластифицирующего действия относится к пластифицирующим добавкам I группы согласно СТБ 1112-98 [6].

*Добавка-гиперпластификаатор «Sika ViscoCrete»* производства фирмы «Sika» (Швейцария) по СТБ 1112-98.

В исследованиях использовали углеродные наноматериалы (УНМ), полученные в институте «ИТМО» им. А.В. Лыкова НАН Беларуси по разным технологиям и из различающегося исходного сырья, которые предоставлялись в БНГУ под кодовыми наименованиями или в виде порядкового номера вещества.

### **Общая методика исследований.**

На начальных этапах работ были подобраны составы бетона, обеспечивающие разный уровень его прочности на сжатие в диапазоне значений от 60 до 150 МПа.

Оценивая изменения прочности образцов (размеры стандартные, ГОСТ 10180-90 [7]) бетона при введении различных УНМ (при прочих равных условиях) выявлены наиболее перспективные (обеспечивающие положительный эффект – рост прочности бетона) их виды. Используя выделенные эффективные разновидности УНМ дополнительно оценивали их воздействие в различных дозировках, определяя "внутривидовое" оптимальное содержание УНМ в бетоне.

На основании полученных данных по прочности бетона и наиболее эффективных видах углеродных наноматериалов исследовали упруго-деформативные характеристики бетона.

Основное внимание было уделено пластичным бетонным смесям, т.к. они преимущественно используются в монолитном строительстве и при производстве сборного бетона и железобетона. Для исследований был использован весь стандартизированный диапазон консистенций бетонных смесей, которые характеризуются марками по подвижности П1...П5.

По согласованию с организацией – заказчиком исследований, исследования упруго-деформативных характеристик высокопрочного бетона осуществлены на примере одного номинального состава бетона, прочностью на уровне  $110 \pm 10$  МПа, который характеризуется приемлемыми технико-экономическими показателями: достаточной прочностью при рациональном содержании цемента (500 кг на  $1 \text{ м}^3$  бетона), его разновидностью (портландцемент марки: ГОСТ 10178-85 – ПЦ 500-Д0, или класса: СТБ ЕН 197-1 – СЕМ I 42,5 R), а также умеренным (до 10...15 % от массы цемента) содержанием добавок микрокремнезема и каменной муки (молотый гранитный отсев).

### **Основные результаты исследований.**

**Усадка бетона** вызывается физико-химическими процессами, развивающимися в бетоне (цементном камне) при твердении, и изменениями его влажности. Суммарная величина деформаций усадки складывается из ряда составляющих, из которых наиболее существенное значение имеют влажностные, контракционные и карбонизационные деформации, названные так по виду определяющего фактора.

В высокопрочных бетонах, характеризующихся повышенной плотностью и сниженным количеством воды затворения, развивается не пластический вид усадки: «аутогенная» [8], причины которой кроются в продолжении реакций гидратации цемента и связанным с этим явлением перераспределением воды, количество которой исходно близко к теоретически необходимому для протекания реакций между ними.

Определение усадки бетона производили согласно ГОСТ 24544-81\* [8].

Испытания по определению деформаций усадки начались на 1 сутки после изготовления образцов. В течение времени испытаний образцы хранились в нормально-влажностных условиях (температура  $(20 \pm 3)^{\circ}\text{C}$ , относительная влажность  $-(90 \pm 5)\%$ ).

Обработанные результаты экспериментов представлены на рисунках 1...5.

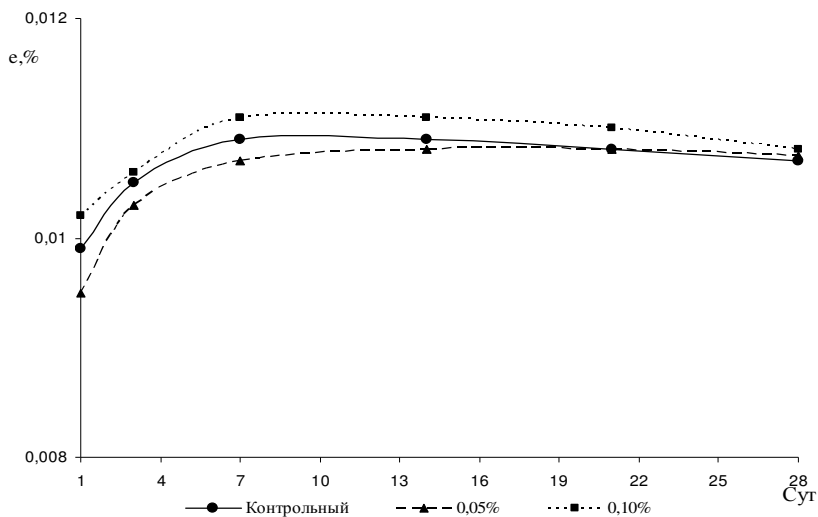


Рис. 1. Изменение усадки во времени на бетоне подвижностью П1

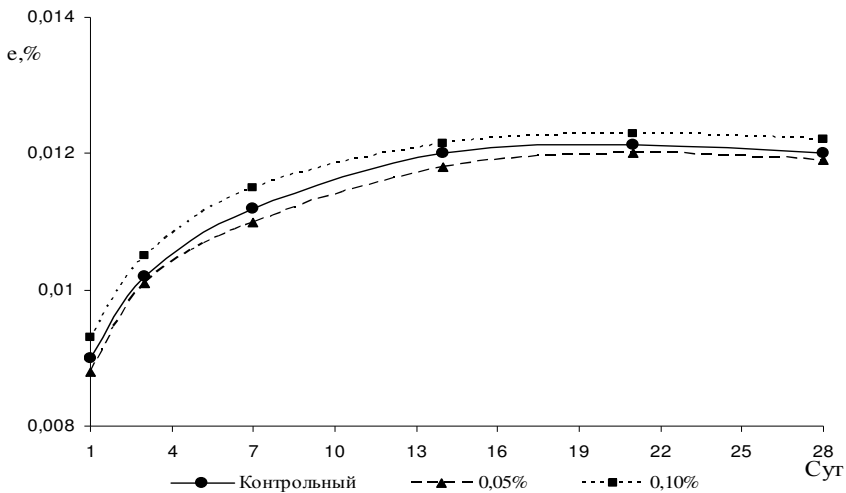


Рис. 2. Изменение усадки во времени на бетоне подвижностью П2

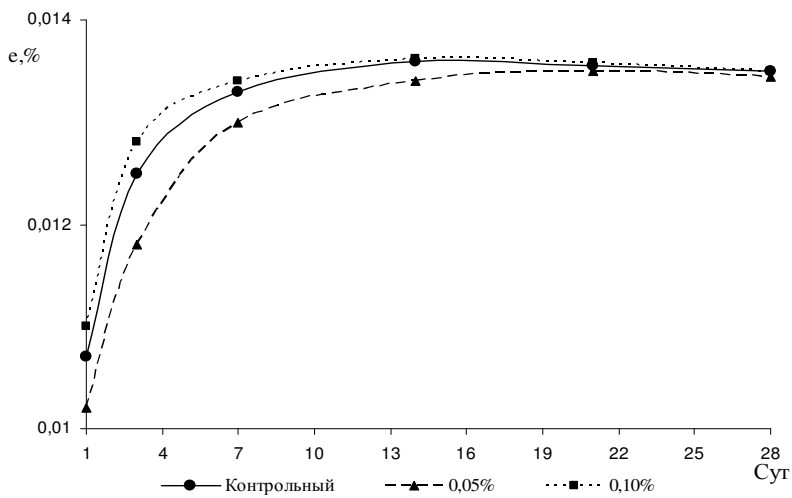


Рис. 3. Изменение усадки во времени на бетоне подвижностью П3

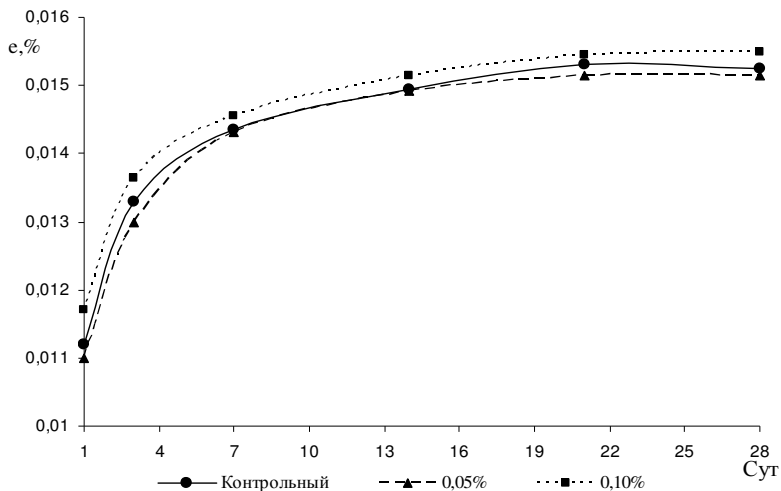


Рис. 4. Изменение усадки во времени на бетоне подвижностью П4

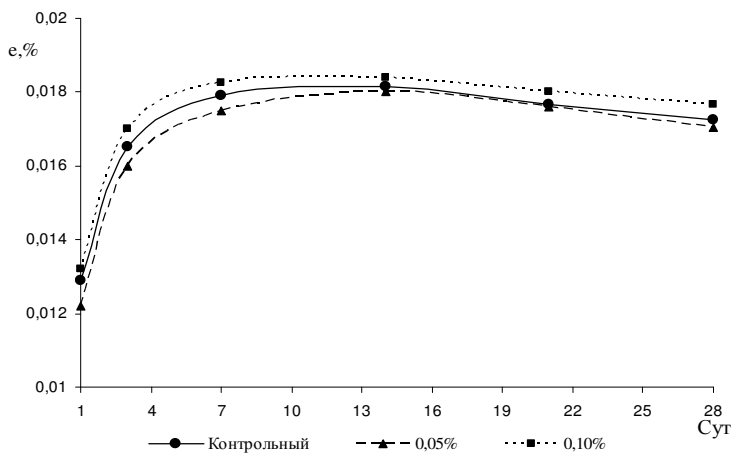


Рис. 5. Изменение усадки во времени на бетоне подвижностью П5

### Модуль упругости бетона.

Деформации бетона при приложении нагрузки зависят от его состава, свойств компонентов, условий твердения, скорости подачи нагрузки и другие факторов. Практически всегда проявляется взаимозависимость: с увеличением прочности бетона уменьшается его деформативность.

Определение модуля упругости проводили согласно требований ГОСТ 24452-80 [9].

Испытание производилось путем постепенного (ступенями) нагружения образцов-призм осевой сжимающей нагрузкой до разрушения при определении призмной прочности и до уровня 30% разрушающей нагрузки с измерением в процессе нагружения образцов их деформации.

Призмная прочность и модуль упругости вычислялись по определенным в процессе испытания нагрузкам ( $P_p$  и  $0,3P_p$ ) и продольным и поперечным относительным упругомгновенным деформациям ( $\varepsilon_{1y}$  и  $\varepsilon_{2y}$ ).

При проведении испытаний нагружение образцов до уровня нагрузки, равной  $(40 \pm 5\%) R_p$  производилось ступенями, равными 10 % ожидаемой разрушающей нагрузки, со скоростью нагружения на каждой ступени  $(0,6 \pm 0,2)$  МПа/с.

На каждой ступени производилась выдержка нагрузки от 4 до 5 мин. и снимались отсчеты по приборам в начале и в конце выдержки ступени нагрузки.

Данные результатов испытаний образцов бетона приведены в таблице 1.

Таблица 1.

#### Характеристики бетона

Вид бетона по подвижности	Дозировка УНМ, % от МЦ	Прочностные свойства		Упруго-деформативные свойства	
		кубиковая прочность на сжатие, МПа	призмная прочность на сжатие, МПа	модуль упругости, $\times 10^3$ , МПа	коэффициент Пуассона
П1	0	116	84,0	47,3	0,23
П1	0,05	121	86,9	48,5	0,21
П1	0,10	113	84,5	43,5	0,23
П5	0	104	80,3	45,0	0,24
П5	0,05	110	81,9	46,4	0,22
П5	0,10	108	80,0	44,8	0,23

#### Оценка результатов исследований.

Усадка бетона. На бетонных образцах с подвижностью П1 усадка постепенно увеличивается в начальный период твердения (до 14



суток), затем наблюдается стабилизация и постепенное уменьшение усадки к проектному возрасту (28 суток). Усадка образцов с добавкой УНМ при дозировке 0,05% была несколько ниже контрольных образцов, с постепенным их выравниванием к 28 суточному возрасту. У образцов с дозировкой УНМ 0,1 % усадка на протяжении всего времени твердения была выше контрольных, но с постепенным снижением к 28 суточному возрасту.

На бетонных образцах с подвижностью П2 усадка увеличивается равномерно с постепенным выравниванием и даже незначительным уменьшением к 28 суточному возрасту. Различия между контрольными образцами и с добавкой УНМ практически незаметны.

На образцах с подвижностью П3 наблюдается довольно значительный рост усадки в первую неделю твердения, с последующим замедлением ее роста и выравниванием к возрасту 28 суток. Образцы с дозировкой УНМ 0,05% в первые две недели твердения показывали несколько меньшую усадку, по сравнению с контрольными, но к 28 суткам эта разница практически сгладилась.

На образцах с подвижностью П4 наблюдается стабильный рост усадки образцов с постепенным выравниванием к проектному возрасту.

На бетонных образцах с подвижностью П5 наблюдается увеличение усадки в первые 7 суток с постепенным снижением последней до достижения проектного возраста в 28 суток. Образцы с УНМ при дозировке 0,10% показали большую усадку по сравнению с контрольными на протяжении всего времени твердения. Образцы с УНМ при дозировке 0,05% мало отличались от контрольных с небольшим снижением усадки в возрасте 7 и 28 суток.

На основании изложенного можно сделать обобщенный вывод о незначительном положительном влиянии УНМ в оптимальной (0,05% от МЦ) дозировке на развитие процесса усадки при твердении бетона. Очевидно, это связано с ранее выявленным влиянием УНМ на процесс гидратации цемента, что способствует росту плотности и прочности цементного камня и бетона в целом.

*Модуль упругости бетона.* Повышение модуля упругости высокопрочного бетона, в большой степени связано именно с повышением его прочности, а не с фактом введения вещества УНМ. Это следует из того, что с увеличением дозировки УНМ сверх оптимальной (до 0,1% от МЦ) изменение прочности бетона (кубиковой

и призмной) незначительно, а вот модуль упругости закономерно и достаточно заметно снизился. Например, по отношению к бетону (ОК ~ 3см; П1) контрольных составов (без УНМ), примерно, на 8%, а по отношению к бетону с 0,05% УНМ - на 13%. Для бетона из литой смеси (П5) это снижение менее значительно, но также очевидно наблюдается.

Можно предположить, что это проявление эффекта «передозировки» вещества УНМ, избыточное количество которого в виде мельчайших частиц попадает в места контактов гидрокристаллов новообразований твердеющего цемента, ослабляя тем самым силы сцепления между ними.

В бетоне из литых смесей проявление этого эффекта менее заметно, потому, что в нем аналогичные свойства проявляют молекулы органических составляющих добавки-пластификатора, дозировка которых в составах «П5» в три раза превышает таковую для составов «П1». На этом фоне действие избыточного вещества УНМ «нивелируется».

Отмеченное явление подтверждается величиной коэффициента Пуансона, отражающего отношение между «относительно-упругими» поперечными и продольными деформациями и который закономерно снижается для бетона с "орт УНМ" и растет при увеличении его дозировки.

На основании изложенного можно сделать вывод об отсутствии прямой зависимости модуля упругости высокопрочного бетона от введения в его состав вещества УНМ в количестве до 0,05% от массы цемента. Незначительный рост (на (2...3)%) связан с повышением прочности бетона на сжатие (на (5...7)%) испытанных образцов.

### **Выводы.**

Анализ данных о влиянии углеродных наноматериалов на исследованные характеристики тяжелых (высокопрочных) бетонов свидетельствуют об их положительном воздействии на всю совокупность свойств.

Результаты проведенных испытаний по определению упруго-деформативных характеристик высокопрочного бетона показали, что добавка нановещества в дозировке 0,05% от массы цемента способствует незначительному (на (2...3)%) росту модуля упругости

бетона, как отражение роста его прочности бетона на сжатие в сравнении с контрольными (без УНМ) образцами.

Положительное влияние в виде снижения усадки твердеющего бетона оказывают испытанные разновидности УНМ при дозировке в 0,05% от массы цемента; при увеличении дозировки вещества УНМ до 0,1% наблюдается увеличение значений усадки до уровня контрольных образцов, а в некоторых случаях и их превышение. Следует отметить, что эффект снижения усадки составляет (5..7)%, по сравнению с контрольными образцами, и связан с ранее выявленным влиянием УНМ на развитие реакций цемента с водой, в результате которых возникает большее количество гидрокристаллических новообразований и растет плотность формирующейся структуры цементного камня. Одним из следствий данного воздействия УНМ является снижение усадочных явлений.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 10178-85 Портландцемент. Шлакопортландцемент. Технические условия.
2. СТБ EN 197-1-2007 Цемент Ч.1. Состав, спецификации и критерии соответствия общих цементов.
3. ГОСТ 8736-93 Песок для строительных работ. Технические условия.
4. ГОСТ 8267-93 Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия.
5. СТБ 1321-2002 Щебень кубовидный из плотных горных пород. Технические условия.
6. СТБ 1112-098 Добавки для бетонов. Общие технические условия.
7. ГОСТ 10180-90 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
8. ГОСТ 24544-81\* Бетоны. Методы определения деформации усадки и ползучести.
9. ГОСТ 24452-80 Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуансона.

**О ПРИМЕНИМОСТИ ОТСЕВА ПРОДУКТОВ ДРОБЛЕНИЯ  
ГРАНИТОИДНЫХ ПОРОД В КАЧЕСТВЕ  
МИКРОЗАПОЛНИТЕЛЯ ДЛЯ НЕАВТОКЛАВНЫХ  
ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ**

*САМУЙЛОВ Ю.Д., КРАСУЛИНА Л.В., ОПЕКУНОВ В.В.,  
БАТЯНОВСКИЙ Э.И.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

**Введение**

В мировой практике, включая и Беларусь, основным видом сырья для получения микрозаполнителя, используемого в производстве ячеистых бетонов, является кварцевый песок. Как известно, это связано с тем, что для автоклавного варианта твердения силикатных ячеистых бетонов, имеющих в своей основе известково-кремнеземистое вяжущее, необходим кремнезем ( $\text{SiO}_2$ ). При наличии этого минерала, в процессе автоклавной обработки ячеистобетонной смеси с повышенным давлением (до 1,3 МПа) паровой среды развиваются химические реакции, придающие прочность ячеистому бетону.

По аналогии с традиционным подходом, а также в связи с повсеместным распространением использования молотого кварцевого песка в производстве автоклавных ячеистых бетонов, этот материал в первую очередь лег в основу производства и неавтоклавных ячеистых бетонов. Вместе с тем, если ячеистобетонную смесь не запаривают автоклавированием, то есть не побуждают развитие реакции кристаллизационного  $\text{SiO}_2$  со щелочью, то отпадает необходимость в наличии «чистого» (несвязанного) кремнезема в микрозаполнителе, как составляющей кремнеземистого вяжущего. Таким образом, для производства неавтоклавных ячеистых бетонов использование кремнеземистого компонента не является необходимостью. Учитывая тот факт, что приготовление ячеистобетонных смесей, предназначенных для изготовления изделий пропариванием при атмосферном давлении (либо при естественном (нормальном) тверде-

нии), производится, как правило, на основе цементных вяжущих, можно заключить, что микрозаполнитель для таких смесей выступает лишь в виде инертного компонента, формирующего каркас ячеистобетонной матрицы, но не участвующего в химической реакции твердения ячеистого бетона так, как это происходит в случае с газосиликатными материалами, производимыми с использованием автоклавирования.

В связи с изложенным, представляется целесообразным использование других твердых горных пород в качестве сырья для производства безавтоклавного ячеистого бетона. В частности на ОАО «Гранит» (г. Микашевичи, Брестская обл.) накоплено и постоянно увеличивается большое количество требующего утилизации гранитоидного отсева (продукта дробления горных пород), который может быть весьма эффективным альтернативным сырьем для производства микрозаполнителя, используемого в производстве безавтоклавного ячеистого бетона, что подтверждают результаты экспериментальных исследований, представленные в данной статье.

### **Основные качественные характеристики отсева**

Из всей совокупности требований к качеству микрозаполнителя, которые предъявляются нормативными документами и производителями безавтоклавного ячеистого бетона, целесообразно выделить два наиболее важных – это роль в обеспечении прочности, от которой зависит несущая способность ячеистобетонной матрицы, а также теплопроводность, так как ячеистый бетон предназначен к использованию в качестве конструкционно-теплоизоляционного или теплоизоляционного материала.

Для сравнительного анализа наиболее значимых характеристик кварцевого (природного) песка и отсева из гранитоидной породы, предназначенных для производства микрозаполнителя, были проведены эксперименты, результаты которых представлены в таблице 1.

При оценке коэффициента теплопроводности (методика по СТБ 1618) для проведения исследований использовались навески природного песка и гранитоидного отсева идентичных (равных по составу фракций и весу каждой фракции) фракционных составов.

Таблица 1

Характеристики сыпучих материалов, полученных из кварцевого песка и гранитоидного отсева, идентичных фракционных составов

Вид материала	Показатель	Ед. изм.	Кол-во	Изменение показателя, %
Кварцевый песок	Насыпная плотность в сухом состоянии	кг/м <sup>3</sup>	1380	100
	Коэффициент теплопроводности	Вт/(м·К)	0,26	100
Гранитоидный отсев	Насыпная плотность в сухом состоянии	кг/м <sup>3</sup>	1520	110,1
	Коэффициент теплопроводности	Вт/(м·К)	0,22	84,6

Из данных таблицы 1 следует, что для идентичных фракционных составов песка и отсева, теплопроводность последнего существенно (на 15,4 %) ниже, чем у кварцевого песка. Этот результат, полученный несмотря на большую насыпную плотность отсева, свидетельствует о том, что с позиций обеспечения низкой теплопроводности ячеистого бетона использование микрозаполнителя из гранитоидной породы предпочтительно, в сравнении с породой кварцитов.

С целью оценки влияния вида микрозаполнителя на прочностные свойства безавтоклавного ячеистого бетона были изготовлены образцы ячеистых бетонов с идентичными составами и одинаковой степенью дисперсности используемых микрозаполнителей в виде молотого песка и отсева, измельченных до  $S_{уд.} \approx 3000 \text{ см}^2/\text{г}$  (по прибору типа «ПСХ-11»).

Результаты экспериментов, полученные при испытании образцов –кубов (размеры образцов 100×100×100 мм, число в серии не менее 6 (ГОСТ 10180), твердение образцов проходило в нормально-влажностных условиях (температура  $(20 \pm 3) \text{ }^\circ\text{C}$ , влажность воздуха  $(95 \pm 5) \%$ ) в течение 28 суток) представлены в таблице 2.

Из экспериментальных данных следует, что замена молотого кварцевого песка на гранитоидный отсев равной дисперсности (и при соблюдении правила «прочих равных условий») способствует 25...30 %-му росту прочности ячеистого бетона и более чем 20 %-му росту предела упругой работы его до смятия и развития пластических деформаций, о чем свидетельствуют диаграммы нагружения ячеистого бетона (рис. 1).

Таблица 2

Характеристики ячеистого бетона, твердевшего при температуре (20±3) °С и влажности воздуха (95±5) %

Газобетон на микрозаполнителе из:	Показатель	Ед. изм.	Кол-во	Изменение показателя, %
Кварцевого песка	Отпускная влажность (по ГОСТ 12730.1)	%	11,4	100
	Плотность в сухом состоянии (по ГОСТ 12730.1)	кг/м <sup>3</sup>	490	100
	Прочность на сжатие	МПа	0,67	100
	Предел упругости	МПа	0,55	100
Гранитоидного отсева	Отпускная влажность (по ГОСТ 12730.2)	%	11,0	96,5
	Плотность в сухом состоянии (по ГОСТ 12730.1)	кг/м <sup>3</sup>	483	98,6
	Прочность на сжатие	МПа	0,86	128,4
	Предел упругости	МПа	0,67	121,8

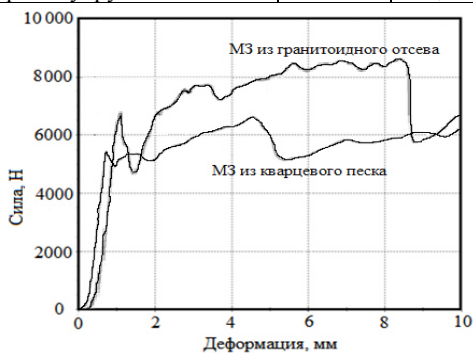


Рис. 1. Диаграммы нагружения ячеисто-бетонных образцов на микрозаполнителях (МЗ) из кварцевого песка и гранитоидного отсева

Рост упругих свойств и прочности ячеистого бетона на микрозаполнителе из гранитоидного отсева связан с рядом причин, среди которых наиболее существенны: качество сцепления поверхности зерен микрозаполнителя с цементным камнем и формирующаяся структура (пористость) ячеистого бетона. Из рис. 2 (фотографии внешнего вида вскрытой внутренней структуры ячеистого бетона) видно, что средний диаметр пор на гранитоидном микрозаполнителе меньше, по сравнению с образцом на микрозаполнителе из кварцевого песка. Кроме этого микропористая структура ячеистого бе-

тона на «гранитоиде» способствует более равномерному «распределению» пор в его объеме, а значит и более равномерному распределению твердой фазы, которое отражается в примерном равенстве толщин стенок материала между порами. То есть, способствует повышению однородности «матрицы» - цементного камня, начиненного дисперсным гранитоидным материалом.

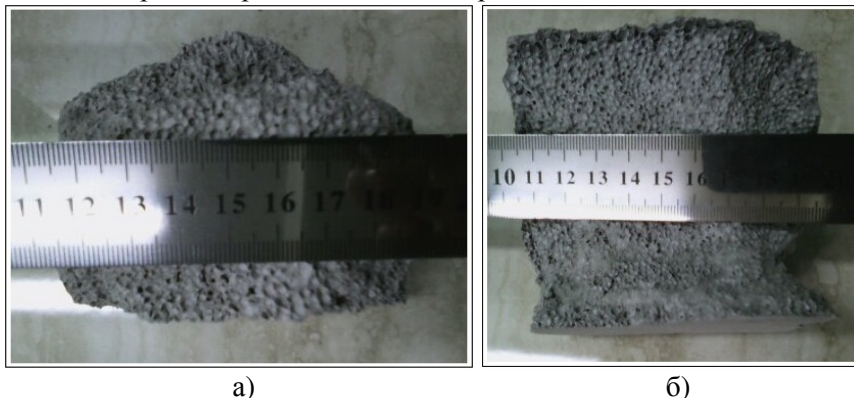


Рис. 2. Внутренняя структура ячеисто-бетонных образцов на микрозаполнителях из: а) - кварцевого песка; б) - гранитоидного отсева

Кроме отмеченного существенную роль в повышении упруго-прочностных характеристик ячеистого бетона безавтоклавного твердения оказывают (как уже отмечалось) силы сцепления поверхности микрозаполнителя с цементным камнем, которые взаимосвязаны как с гидрофильностью его исходной породы (количеством воды, адсорбирующей на поверхности частиц при приготовлении смеси), так и с ее способностью к взаимодействию с продуктами гидратации цемента в процессе твердения и формирования микроструктуры цементного камня, включающей дисперсный наполнитель. Эти вопросы находятся в стадии исследований и составят предмет последующих публикаций.

### **Заключение**

Результаты выполненных исследований подтвердили эффективность использования гранитоидного отсева, образующегося на ОАО «Гранит» при дроблении гранитоидных пород на гранитный щебень, в качестве материала – дисперсного наполнителя в ячеистые



бетоны неавтоклавного твердения, взамен измельченного природного кварцевого песка.

Установлено, что гранитоидный отсеv характеризуется меньшей теплопроводностью, чем кварцевый песок, а ячеистый бетон безавтоклавного твердения, соответственно, меньшим коэффициентом теплопроводности при возросшей прочности и «пределе упругости» этого материала.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. СН 277-80. Инструкция по изготовлению изделий из ячеистого бетона. - М: Стройиздат, 1981.
2. ГОСТ 25485-89. Бетоны ячеистые. Технические условия. – М: ИПК ИС, 1990.
3. ГОСТ 12730.2-78. Бетоны. Метод определения влажности. – М: ИС, 1978.
4. 4. ГОСТ 12730.2-78. Бетоны. Методы определения плотности. – М: ИС, 1978.
5. 5. ГОСТ 12730.2-78. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – М: ИС, 1990.
6. СТБ 1618-2006. Материалы и изделия строительные. Методы определения теплопроводности при стационарном тепловом режиме. – Мн: Минстройархитектуры, 2006.
7. Опекунов В.В. Свойства пористых бетонов автоклавного и неавтоклавного твердения / В.В.Опекунов // Керамика. Наука и жизнь. - 2008.- № 2.
8. Моисеевич А.Ф., Производство ячеисто-бетонных изделий в Республике Беларусь/ Моисеевич А.Ф., Бильдюкевич В.Л., Сажнев Н.П. // Строительные материалы, М.: 1992. № 9.

## **ЭФФЕКТИВНОСТЬ МЕХАНИЧЕСКОЙ АКТИВАЦИИ ЦЕМЕНТА И МЕЛКОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ ДЛЯ БЕТОНА**

*ФЕДОРОВИЧ П.Л., ТАБОЛИЧ А.В., БАТЯНОВСКИЙ Э.И.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

### **Введение**

Одним из перспективных направлений дальнейшего развития и совершенствования технологии приготовления бетонных (растворных) смесей высокого качества для монолитного строительства, улучшения физико-технических свойств бетонов (растворов) и повышения качества сборных бетонных и железобетонных изделий является использование активационных технологий.

Под этим термином понимают эффект дополнительного воздействия на вяжущее и (или) заполнители и воду затворения, результатом которого является более интенсивное, чем это имеет место в традиционных вариантах технологии бетона, развитие реакций взаимодействия вяжущего с водой и взаимодействие цементного камня с поверхностью заполнителей. Следствием являются рост плотности, прочности и других свойств бетона (раствора). Разнообразны направления развития активационных технологий: механическая активация (П.А. Ребиндер, И.А. Хинт, А.К. Бут, В.И. Соломатов, Л.Б. Гезенцвей и др.), акустическая активация (Б.А. Плющ, В.М. Глушенко и др.), ультразвуковая (кавитационная) активация (И.Н. Ахвердов, М.А. Шалимо и др.), “химическая” активация (И.Н. Ахвердов, М.А. Шалимо, Н.И. Довнар и др.), виброактивация (А.Е. Десов, Ю.Я. Штаерман и др.), электро-термоактивация (А.С. Артемьев, С.А. Миронов и др.), “вакуумная” активация (Н.П. Блещик, В.В. Бабицкий, А.А. Дрозд и др.), аэроактивация (В.Д. Якимович, А.К. Далевский и др.), “трибоактивация” (Я.Н. Ковалев, С.Е. Кравченко и др.) и иные направления [1-9]. Сложность их реализации по преимуществу связана с отсутствием или недостаточной эффективностью соответствующего оборудования, что усложняет, а иногда делает невозможным применение этих разработок на практике.

Анализ показывает, что наиболее простым в реализации является прием механоактивации песка (мелкого заполнителя для бетона) и цемента, особенно с учетом того, что в Беларуси на УП «НПО «Центр» создано соответствующее оборудование.

В материалах статьи приведены результаты исследований механоактивации цемента и песка с их использованием. Активацию цемента осуществляли обработкой в центробежно-ударной мельнице производства УП «НПО «Центр» до удельной поверхности  $\sim 4000 \text{ см}^2/\text{г}$  (при исходной  $S_{\text{уд}} \sim 3600 \text{ см}^2/\text{г}$  по прибору ПСХ-11); активацию мелкого заполнителя (песка) осуществляли обработкой в специальной “оттирочной” машине УП «НПО «Центр». В обоих случаях воздействие на материал осуществлялось в высокоскоростном воздушном потоке, характерном для данного типа установок. Влияние механической активации оценивали путем оценки изменений свойств цемента и прочностных характеристик цементно-песчаного раствора и бетона на крупном заполнителе.

### Результаты активации цемента.

В экспериментах оценивали влияние активации цемента по основным свойствам (табл. 1) и прочностные характеристики (прочность на сжатие и прочность на растяжение при изгибе) цементно-песчаного раствора в возрасте 7, 14, 28 суток нормально-влажностного твердения (табл. 2).

Таблица 1

Основные свойства цемента

Вид цемента	Удельная поверхность, $S_{\text{уд}}, \text{ см}^2/\text{г}$	Коэффициент нормальной густоты, Кнг, доли ед.	Сроки схватывания, час-мин	
			Начало	Конец
Исходный М500 Д0	3601	0,26	2-25	4-00
Активированный (через 1 час)	3961	0,28	2-10	3-30
Активированный (через 24 часа)	3945	0,28	2-15	3-40

Состав раствора для испытаний принимали: Ц:П 1:3 ( $V/C=0,4$ ), согласно ГОСТ 310.4-81[10] для определения активности цемента. Затворение водой осуществляли через 1 час после обработки и через 24 часа, чтобы установить возможное снижение активационного воздействия во времени.

Таблица 2

## Характеристики образцов цементно-песчаного раствора

№ состава		Составляющие		Прочность при изгибе, МПа в возрасте и прирост в %			Прочность на сжатие, МПа в возрасте и прирост в %		
				7 сут.	14 сут.	28 сут.	7 сут.	14 сут.	28 сут.
		Песок	Цемент						
1	Контрольный	исходный	исходный	6,16	6,22	6,59	37,9	42,3	45,7
2	Затворение после обработки через 1 час	исходный	активированный	6,90 +12%	6,94 +11,8%	7,28 +10,5%	43,4 +14,5%	47,6 +12,5%	51,3 +12,3%
3	Затворение после обработки через 24 часа	исходный	активированный	6,57 +6,7%	6,60 +6,1%	6,99 +6,0%	40,9 +7,9%	44,8 +6,0%	48,0 +5,0%

Из экспериментальных данных табл. 1 следует, во-первых, что при активационной обработке возрастает удельная поверхность цемента, очевидно, благодаря дроблению агрегатированных частиц вяжущего (флокул), т.к. от ударного воздействия в воздушном потоке недостаточно силы для разрушения высокопрочных зерен клинкера. Во-вторых, следствием является несколько возросшая водопотребность (Кнг) цемента и сокращение сроков схватывания. Последний эффект не критичен, т.к. составляет, примерно 8%, а начало схватывания находится в пределах требований действующих нормативов. Изменение характеристик активированного вяжущего, установленных через 1 час после обработки и через 24 часа, имеет место, но незначительно. Более важным является оценка этих изменений применительно к результату использования активированного вяжущего в бетоне (растворе).

Из экспериментальных данных приведенных в таблице 2, следует, что активация цемента способствует росту прочностных характеристик цементно-песчаного раствора. Так при использовании активированного цемента с приготовлением раствора через 1 час после его активации прочность образцов на сжатие и изгиб повышает-

ся до 10-15%, по сравнению с контрольными образцами. Также очевидно снижение прироста прочности образцов до 5-8% при использовании активированного цемента через 24 часа после активации, что свидетельствует о снижении эффекта активации вяжущего со временем.

### Результаты активации песка.

Основной целью работ данного этапа исследований было определение возможности повышения прочности бетона при использовании песка, подвергнувшегося механической активации поверхности с помощью ее “оттирки”, осуществляемой без заметного измельчения зерен, но с удалением из его состава глинистых и других пылевидных примесей, а так же определения оптимальных режимов работы активирующей (оттирочной) машины, для обработки мелкого заполнителя “активированных” бетонов.

Таблица 3

Характеристики цементно-песчаного раствора  
на активированном песке

№ состава		Составляющие		Прочность при изгибе, МПа в возрасте и прирост в %			Прочность на сжатие, МПа в возрасте и прирост в %		
				7 сут.	14 сут.	28 сут.	7 сут.	14 сут.	28 сут.
		Песок	Цемент						
1	Контрольный	исходный	исходный	6,16	6,22	6,59	37,9	42,3	45,7
2	Затворение после обработки через 1 час	активированный	исходный	7,22 +17,2%	7,42 +19,3%	8,34 +26,6%	41,5 +9,5%	47,9 +13,2%	50,4 +10,3%
3	Затворение после обработки через 24 часа	активированный	исходный	6,97 +13,1%	7,25 +16,6%	7,65 +16,1%	40,8 +7,7%	46,3 +9,4%	46,7 +2,2%

При проведении экспериментов использовали “исходные” цемент и песок (природный, насыпной плотностью ~ 1545 кг/м<sup>3</sup>, плотностью зерен ~ 2650 кг/м<sup>3</sup>, модуль поверхности  $M_k = 2,1$ ), а

также активированный песок с приготовлением цементно-песчаного раствора (по предыдущему разделу) через 1 и 24 часа после его активации.

Из результатов таблицы 3 следует, что применение активированного песка значительно повышает прочность образцов цементно-песчаного раствора при изгибе (до 27%) и сохраняется тенденция прироста прочности на сжатие (до 13%). Очевидно, что эта разница связана с увеличением сил сцепления поверхности активированного песка с цементным камнем в бетоне (растворе), от которых в большей степени зависит их прочность на растяжение, чем на сжатие. Общий эффект от активации песка очевиден, также как и его снижение при хранении материала после активации. То есть, как и в случае с активацией цемента более рационально включение технологического передела активации материалов для бетона (раствора) непосредственно перед его приготовлением.

#### **Эффективность активации материалов в сочетании с использованием добавки суперпластификатора.**

Определяли прочностные характеристики цементно-песчаного раствора и бетона с применением добавки суперпластификатора (на примере “ТензитПласт NS”) в возрасте 28 суток твердения в нормально-влажностных условиях и непосредственно после тепло-влажностной обработки по режиму 2+3+2 ( $t \sim 50^{\circ}\text{C}$ )+2 ч (и более).

Состав раствора, как и в предыдущих исследованиях, принимали в соответствии с ГОСТ 310.4-81 [10]. Для получения одинаковой подвижности растворной смеси с учетом введения добавки суперпластификатора, а также влияния активации цемента (влияние возросшей удельной поверхности цемента на нормальную плотность цементного теста) была сделана корректировка составов по расходу воды при сохранении постоянной консистенции раствора.

Состав бетона с крупным заполнителем для испытаний определен с учетом положений ГОСТ 30459-96 для оценки эффективности добавок для бетона [11]. Составы бетона также корректировали по постоянной подвижности смеси марки П1 (1-4 см). Составы раствора и бетона приведены в таблице 4, а прочностные характеристики в таблицах 5 и 6. Во всех случаях изготовления образцов производили через 1 часа после активации компонентов.

Таблица 4

## Характеристика составов раствора и бетона для испытаний

№ состава	Номинальный расход материалов, кг/м <sup>3</sup>					
	Цемент	щебень фр. 5-20	Песок	Вода	Добавка*	В/Ц
А. Составы раствора						
1	500	-	1500	200	-	0,40
2	500	-	1500	218	-	0,44
3	500	-	1500	170	8,6 (0,6% от Мц)	0,34
4	500	-	1500	175	8,6 (0,6% от Мц)	0,35
Б. Составы бетона с крупным заполнителем						
5	350	1150	700	175	-	0,50
6	350	1150	700	175	-	0,50
7	350	1150	700	150	6 (0,6% от Мц)	0,43
8	350	1150	700	155	6 (0,6% от Мц)	0,44

Примечания: 1. расход добавки указан в жидком виде товарной концентрации (35%) 2. Удельная поверхность исходного цемента:  $S_{уд}=3383,7 \text{ см}^2/\text{г}$ , а после активации в центробежно-ударной мельнице:  $S_{уд}=4088,4 \text{ см}^2/\text{г}$

Таблица 5

## Прочность раствора твердевшего в нормально-влажностных условиях

№ состава	Составляющие			Прочность при изгибе, МПа, в возрасте 28 сут и прирост в %*	Прочность на сжатие, МПа, в возрасте 28 сут и прирост в %**
	Песок	Цемент	Наличие хим. добавки		
1	исходный	исходный	нет	6,11	39,2
2	активированный	активированный	нет	8,29; +35,7%	48,8; +24,5%
3	исходный	исходный	да	6,18; +1,1%	44,7; +14,0%
4	активированный	активированный	да	8,90; +45,7%	54,4; +38,8%

\*-среднее по серии из 3 образцов

\*\* -среднее по серии из 6 образцов

Таблица 6

## Прочность бетона с крупным заполнителем

№ состава	Составляющие			Прочность на сжатие, МПа, и прирост в %*
	Песок	Цемент	Наличие хим. добавки	
А. В возрасте 28 суток				
1	исходный	исходный	нет	41,8
2	активированный	активированный	нет	51,0; +22,0%
3	исходный	исходный	да	47,8; +14,4%
4	активированный	активированный	да	59,2; +41,6%
Б. После ТВО				
5	исходный	исходный	нет	26,4
6	активированный	активированный	нет	38,7; +46,6%
7	исходный	исходный	да	29,3; +11,0%
8	активированный	активированный	да	39,1; +48,1%

\*-среднее по серии из 3 образцов

Из результатов экспериментов, представленных в таблицах 5 и 6, следует, что в целом активация цемента и песка обеспечивает существенный эффект роста прочности как мелкозернистого (цементно-песчаного), так и содержащего крупный заполнитель бетона, достигающий 20...25% на сжатие и 30...35% на растяжение при изгибе (для мелкозернистого бетона).

При одновременном сочетании эффекта от активации и от снижения водосодержания бетона (за счет использования добавки пластификатора I группы) выявлен рост прочностных характеристик бетона, соответственно до 30...40% и до 40...50%. Полученные результаты свидетельствуют о целесообразности развития исследований по данному направлению с использованием технических разработок УП «НПО «Центр».



## Заключение

Результаты проведенных исследований подтвердили эффективность приема использования активации цемента и песка применительно к “рядовым” по прочностным характеристикам бетонам. Учитывая возрастающую техническую сложность процесса приготовления бетона с активацией его компонентов можно предположить, что наиболее целесообразно использование данного приема в технологии высокопрочного, особо плотного с повышенными эксплуатационными характеристиками бетона. К решению этой задачи относится развитие представленных в статье исследований.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Штаерман Ю.Я. Виброактивация цемента.—Тбилиси, 1957
2. Гезенцвей Л.Б. Активация песка для асфальтового бетона // Автомобильные дороги.—1961.
3. Ахвердов И.Н., Шалимо М.А. Ультразвуковое вибрирование в технологии бетона.—М, 1969.
4. Бут А.К. Основы электронной технологии строительных материалов.—М.: Стройиздат, 1973.—205 с.
5. Ахвердов И.Н. Каплан Э.Л., Плющ Б.А. Термоакустическая активация процесса упрочнения бетона., 1975
6. Ахвердов И.Н. Акустическая технология бетона.—М, 1976
7. Соломатов В.И. Элементы общей теории композиционных материалов // Изв. вузов. Сер. стр-во и архитектура.—1980.
8. Якимович В.Д. Аэротермоактивация цемента и наполнителей в бетонах. Автореферат канд. дисс., Минск, 1990.—20 с.
9. Ковалев Я.Н. Активационные технологии дорожных композиционных материалов (Научн.-практ. основы): Монография Я.Н. Ковалев.—Мн.: БелЭн, 2002.—336 с.
10. ГОСТ 310.4-81 Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии.
11. ГОСТ 30459-96 Добавки для бетонов. Методы определения эффективности.

## **ПРОБЛЕМЫ И РЕШЕНИЯ ПРИ ВЕДЕНИИ БЕТОННЫХ РАБОТ В ЗИМНИЙ ПЕРИОД**

*ШЕЙДА О.Ю., КОРБУТ Е.Е.*

Белорусско-Российский университет  
Могилев, Беларусь

Климатические условия Беларуси, характеризующиеся холодным периодом с октября-ноября по март (иногда и по апрель) месяца года при чередующихся «заморозках-оттепелях» предопределяют необходимость дополнительных энергетических затрат на прогрев монолитного бетона при строительстве в этот период года. С позиций обеспечения увеличивающихся объемов и темпа монолитного строительства в Беларуси бетонные работы ведут круглогодично и проблема энергосбережения при этом нарастает, а предложения по ее решению не теряют своей актуальности.

Для выполнения бетонных и железобетонных работ в зимнее время необходимо понимать, как влияют отрицательные температуры на процесс твердения бетона.

Свежеуложенному бетону мороз опасен. И, прежде всего из-за влияния низких температур на процессы схватывания и твердения цементов. Бетон очень чувствителен к холоду. Это сказывается, прежде всего, на времени схватывания и скорости твердения. Так, например, при снижении температуры с 20 до 5 °С схватывание бетона замедляется в 2 – 5 раз. Но особенно резко проявляется это замедление при дальнейшем снижении температуры – до 0 °С. Однако если восстановить нормальную температуру выдерживания, то твердение вновь принимает обычные темпы. А если температура бетона опустится до 0 °С. Твердение прекращается полностью. Это объясняется тем, что при замерзании бетона содержащаяся в нем свободная вода замерзает, а образование цементного камня замедляется. Следовательно, прекращается и твердение бетона. Замерзая в бетоне, вода увеличивается в объеме на 9%. В результате этого в порах бетона развивается большое давление, которое вызывает разрушение структуры еще не затвердевшего бетона. Скопившаяся на

поверхности зерен крупного заполнителя вода при замерзании образует тонкую ледяную пленку, которая отделяет поверхность заполнителя от соприкосновения с цементным тестом. В результате ухудшается монолитность бетона. Если заморозить бетон в раннем возрасте, то лед разрушит многие кристаллики цементного клея. Если затворение бетона было проведено до замораживания, а твердение бетона еще не началось, то оно не начнется и после замерзания. Но если твердение началось, то оно приостанавливается, пока свободная вода в бетоне будет оставаться в виде льда. При оттаивании бетона замерзшая свободная вода превращается в жидкость, и твердение бетона возобновляется. В нем происходят те же процессы, что и до замерзания, но уже при изменившейся структуре. Эти изменения в структуре бетона уменьшают его прочность и сцепление бетона с арматурой. Конечная прочность бетона будет тем ниже, чем раньше бетон подвергся замораживанию.

Наиболее опасное замерзание бетона в период схватывания цемента. Известно [3, 9], что замерзший на ранней стадии твердения (после укладки и уплотнения в опалубке или формах) бетон характеризуется ростом пористости структуры, ее проницаемости и непредсказуемым снижением прочности и других физико-технических свойств. При этом отрицательные эффекты нарастают с повышением водоцементного отношения бетона, глубины и скорости охлаждения при замерзании, зависят от времени твердения до замерзания и уровня прочности которую набрал бетон к этому моменту [3, 8].

При зафиксированном в уложенном (отформованном) бетоне первоначальном взаимном расположении зерен заполнителя (вокруг которых имеется «оболочка» воды), цементных зерен (флоккул), в сольватных оболочках которых только развиваются процессы гидролиза–гидратации и образования гидрокристаллов – продуктов реакций цемента с водой, увеличение последней в объеме сопровождается раздвижкой твердофазных частиц при замерзании. Последующее ее оттаивание не обеспечивает возвращение структуры в исходное положение, сложившееся после уплотнения (или некоторого периода твердения) бетона, способствуя росту его пористости и ухудшению качественных характеристик.

Данная проблема общеизвестна и решается путем недопущения замерзания уложенного в строительные конструкции бетона приме-

нением разнообразных приемов прогрева (обогрева): электродного (в разных его вариантах); греющими проводами; индукционного и инфракрасного; с помощью термоактивных (греющих) опалубок, а также сочетанием метода термоса (горячего или холодного) и применения химических добавок (рассмотрены далее) [1-7].

Необходимо отметить, что не всегда должным образом оценивается проблема замедления темпа роста прочности цементного бетона при низких положительных температурах воздуха (особенно со снижением ее до 5...0°C, когда опасности его замерзания нет. В этом случае медленный рост прочности бетона (особенно несущих конструкций: колонн, ригелей, перекрытий и т.д.) будет сдерживать темп строительства, увеличивая его сроки. Без должного учета этой проблемы может создаться ситуация (особенно при строительстве многоэтажных (высотных) зданий), когда нагрузка от последующих этажей может подойти к критической отметке (или даже превысить ее) по отношению к несущей способности ранее возведенных (устроенных) конструкций.

Выходом из этого положения являются мероприятия, предвещающие возникновение данной проблемы, и которые основываются на повышении темпа роста прочности бетона за счет применения ранее перечисленных приемов интенсификации его твердения.

Еще одной проблемой, которой не всегда уделяется должное внимание, является обеспечение не только требуемых прочностных характеристик конструкционного бетона, но и его эксплуатационных свойств (водопоглощение, водонепроницаемость, морозостойкость, защитная способность по отношению к стальной арматуре и др.), от которых зависит эксплуатационная надежность и долговечность строительных конструкций.

Особую значимость эта проблемы приобретает с учетом специфически зимних методов прогрева (обогрева) бетона, которые по существу подвода теплоты к нему относятся к сухим методам. Электродный прогрев, обогрев греющими проводами, индукционные методы обогрева создают тепловой поток, направленный из внутренних слоев бетона к периферии конструкции; инфракрасный обогрев – наоборот, т.е. с обогреваемой поверхности. Но во всех этих случаях имеет место активное испарение воды затворения с незащищенных неопалубленных поверхностей бетона прогреваемых (обогреваемых) конструкций, что способно привести к суще-

ственному росту пористости и снижению физико-технических свойств бетона. Полностью устранить это явление за счет гидро-, теплоизоляции неопалубленных поверхностей при практикуемых продолжительных режимах прогрева (обогрева) бетона практически невозможно. Решением проблемы может быть сочетание гидро-, теплоизоляции неопалубленных поверхностей и энергосберегающей технологии прогрева (обогрева) бетона, характеризующейся низкотемпературным и кратковременным разогревом бетона, содержащего эффективную химическую добавку с комплексным водопонижающим и ускоряющим твердение бетона действием.

Такая технология должна обеспечить повышенный темп твердения бетона (т.е. рост прочности в начальный период) при снижении температуры его разогрева и последующем твердении без подвода тепла (энергии) с максимально возможным использованием собственного тепловыделения (экзотермии) реагирующего с водой цемента. Базирующаяся на этих принципах технология позволит обеспечить необходимый температурный режим ускоренного твердения бетона, благоприятный для формирования его структуры и свойств при минимально необходимых энергетических затратах.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Батяновский Э.И., Голубев Н.М., Бабицкий В.В., Марковский М.Ф. Технология и методы зимнего бетонирования: учебное пособие. – Мн.: БНТУ, 2005. – 238 с.
2. Вегенер Р.В. Электропрогрев бетонных и железобетонных конструкций. – М.: – Л.: Госстройиздат, 1953. – 143 с.
3. Миронов С.А. Теория и методы зимнего бетонирования. – М.: Стройиздат, 1975. – 700 с.
4. Рекомендации по электрообогреву монолитного бетона и железобетона нагревательными проводами. – М.: ЦНИИОМТП Госстроя СССР, 1989. – 68 с.
5. Руководство по бетонированию монолитных конструкций с применением термоактивной опалубки. – М.: Стройиздат, 1977. – 95 с.
6. Руководство по зимнему бетонированию с применением метода термоса. – М.: Стройиздат, 1975. – 195 с.
7. Руководство по производству бетонных и железобетонных работ в зимних условиях. – М.: Стройиздат, 1967. – 167 с.

## **РАЗДЕЛ VI. МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИННОВАЦИОННОЙ  
ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
ПРИ ПЕРЕХОДЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ  
НА ЕВРОПЕЙСКИЕ СТАНДАРТЫ**

(г. Минск, БНТУ — 26-27.05.2015)

УДК 69:692.22

**УСТРОЙСТВО ЗААНКЕРЕННОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНЫ  
МЕТОДОМ «СТЕНА В ГРУНТЕ» ПО КОНТУРУ ГЛУБОКОГО  
КОТЛОВАНА ДЛЯ МНОГОФУНКЦИОНАЛЬНОГО  
КОМПЛЕКСА ОАО «ГАЗПРОМ» В МИНСКЕ**

*АРХАНГЕЛЬСКАЯ Т.М., КОВЕНКО В.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

На пересечении проспекта Независимости с улицей Филимонова (на месте бывшего автовокзала Московский) ОАО «Газпром» строит многофункциональный комплекс. На данный момент это будет самое высокое здание в Республике Беларусь (по проекту высота здания превысит 200 метров). Для ограждения котлована на данном объекте применяют новую технологию well underground, она же «стена в грунте».

Перед началом работ по устройству стены в грунте на строительной площадке монтируется растворный узел, включающий в себя емкости для хранения глинистого раствора, смесительную и пескоотделительную установки. Для закрепления устья траншеи по оси стены в грунте отрывается пионерная траншея по контуру подпорной стены, в которой устраивается монолитная железобетонная форшахта в виде двух стенок (рис. 1), служащая для направления движений грунторазрабатывающих механизмов (гидрофреза или

широкозахватный щелевой грейфер, а так же для фиксации армокаркасов и других приспособлений.



Рис. 1. Общий вид форшахты

Разработка траншеи производится под защитой бентонитового глинистого раствора, имеющего определенные технологические параметры, регламентируемые техническими нормами.

Практически для приготовления глинистых суспензий можно использовать глины, содержащие около 30-40% глинистых частиц и с числом пластичности от 0,2 и выше, а применяемая пресная вода не должна содержать солей и других химических примесей, вызывающих образование сгустков и хлопьев. Качество глинистого раствора оценивают, определяя содержание песка, водоотдачу, его плотность, условную вязкость, статическое напряжение сдвига и стабильность.

**Определение содержания песка.** Эти сведения имеют важное значение, поскольку высокое содержание песка в составе суспензии приводит к усиленному истиранию насосных агрегатов и трубопроводов, препятствуя нормальной работе бурового оборудования и установке обсадных труб.

Методика определения содержания песка включает такие операции. Заполняют стеклянный мерный цилиндр суспензией до отметки "mud to here" с добавлением воды до отметки "water to here". При закрытом горлышке цилиндра его энергично встряхивают и выливают смесь на чистый влажный фильтр, а просочившуюся



жидкость удаляют. Далее наливают в цилиндр немного воды, встряхивают и вновь процеживают содержимое через фильтр. После этого укладывают на фильтр воронку вверх дном и, стараясь не просыпать песок, медленно переворачивают всю "конструкцию", вставив кончик воронки в горлышко стеклянного цилиндра. Затем смывают песок в цилиндр тонкой струей воды, направив ее на обратную поверхность фильтра, и ждут, пока песок полностью осядет в нижней части цилиндра. В итоге объемный процент (%) песка считают по градуированной шкале цилиндра.

**Определение водоотдачи.** Водоотдача суспензии характеризует её способность отдавать воду пористым и влагоёмким породам.

Порядок измерения. Собирают прибор фильтр-пресс в последовательности: крышка основания, резиновая прокладка, сетчатый элемент, лист фильтровальной бумаги, резиновая прокладка, корпус камеры. Затем заполняют камеру предварительно перемешанным раствором так, чтобы до верхнего края оставалось 10-13 миллиметров, что позволит свести к минимуму содержание в фильтрате примеси  $\text{CO}_2$ . Проверяют верхнюю крышку, убедившись в наличии резиновой прокладки и ее плотном прилегании по всему периметру, после чего завершают сборку. Помещают камеру в каркас, закрепив ее Т-образным винтом. Подставляют под патрубок отвода фильтрата чистый сухой мерный цилиндр. Закрывают обратный клапан, установив регулятор в положение, обеспечивающее создание давления в  $100 \pm 5$  фунтов на кв. дюйм. По истечении 30 минут измеряют объем собранного фильтрата. Перекрывают ток воздуха через регулятор давления и осторожно открывают обратный клапан.

Измеряют объем собранного фильтрата в куб. см с точностью до  $1/10$  см<sup>3</sup>. При этом удостоверяются в полном сбросе давления в камере, после чего вынимают ее из каркаса. Разбирают камеру, удаляют остатки бурового раствора и при соблюдении повышенной осторожности извлекают бумажный фильтр вместе с осадком так, чтобы механическое воздействие на лепешку было минимальным.

В итоге измеряют толщину фильтровальной лепешки с точностью до  $1/32$  дюйма (0,8 мм).

**Определение плотности суспензии.** Порядок проведения испытания: Устанавливают основание весов на горизонтальную поверхность. Заполняют до краев чистую чашу для взвешивания только что отобранной пробой суспензии. Закрывают чашу крышкой и

слегка проворачивают ее для плотного прилегания. Убедившись, что часть раствора выходит наружу через отверстие в крышке, тщательно протирают насухо все части весов. Помещают весы на опорную призму и перемещают рейтер вдоль внешней части коромысла до тех пор, пока чаша и коромысло не придут в равновесие, на что укажет пузырьковый уровень. Считывают показание веса буровой жидкости у конца рейтера, обращенного к чаше.

**Определение вязкости суспензии.** Держат воронку Марша прямо, заткнув пальцем выходное отверстие, наливают раствор в воронку через сито до его уровня. Заполненная воронка вмещает более одной кварты раствора. Быстро убирают палец с выходного отверстия и сразу начинают отсчет времени. Одна кварта бурового раствора (946 см<sup>3</sup>) будет вытекать из воронки Марша в градуированный контейнер. Далее записывают время в секундах, которое потребовалось для выхода одной кварты раствора из воронки, которое и оценивается как значение вязкости по Маршу.

Для измерения предельных **статистических напряжений сдвига (СНС)** растворов служит прибор СНС-2. Он состоит из измерительной части и электропривода, смонтированных на общей плите. Измерительная часть включает в себя стакан, измерительный цилиндр.

**Цилиндр стабильности ЦС-2** предназначен для определения показателя стабильности  $S_0$ , г/см<sup>3</sup> суспензии.

По окончании отрывки траншеи из ее забоя производится отбор пробы раствора, затем проводится его анализ на содержание песка в пробе. При содержании песка больше 4% производится его откачка из траншеи при помощи системы эрлифт с дальнейшей очисткой на пескоотделительной установке при одновременной подаче в траншею свежего или очищенного раствора.

Одновременно с очисткой раствора производится монтаж разделительных элементов по торцам разработанной траншеи. В специальных пазах у них вставляются резиновые гидрошпонки, служащие для гидроизоляции холодных швов между секциями стены в грунте. Армируют эти секции пространственными армокаркасами, которые изготавливают на строительной площадке или доставляют с завода по производству металлических изделий. На данном объекте их изготавливают на самой строительной площадке.

Перед армированием стены в грунте в траншею опускают металлический лист для обеспечения наилучшего качества лицевой поверхности стены. Ее бетонируют посекционно способом вертикально перемещающейся трубы, состоящей из звеньев различной длины. В нашем случае труба состоит из 5 звеньев длиной по 3 метра.

Извлекают металлические ограничители при разработке смежных захваток, а металлический лист через 3-4 часа после окончания бетонирования. Отрывают смежную захватку после схватывания бетона в предыдущей захватке и далее цикл производства работ повторяют.

После устройства участка стены в грунте определенной длины и набора бетоном проектной прочности демонтируют направляющую форшахту и далее, поверху подпорной стены, устраивают монолитный железобетонный обвязочный пояс.

После бетонирования обвязочного пояса отрывают котлован захватками различной площади с последующим устройством грунтовых анкеров, которые служат для закрепления стены выше дна котлована, а также предотвращают обрушение ее самой.

Грунтовые анкера для крепления стены в грунте устраивают в 1 или 2 ряда выше дна котлована в зависимости от его глубины. Их может быть и больше, но в нашем проекте они предусмотрены именно в стольких уровнях. Вдоль первого ряда анкеров на глубине 3 метра для них выполняют упорный пояс из двутавровых профилей (для совместной работы анкеров во всех секциях подпорной стены). Затем раскапывают второй ярус грунта до отметки следующего ряда анкеров, для которого также монтируют металлический упорный пояс.

Только после выполнения всех этих операций вскрывают котлован до проектной отметки (до 9 метров) с дальнейшим устройством фундаментной плиты высотного здания с подвальными этажами и других зданий данного объекта.

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ  
ИССЛЕДОВАНИЯ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ  
ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОНИЖЕННОЙ ПРОЧНОСТИ,  
УПРОЧНЕННЫХ СПОСОБОМ ВЕРТИКАЛЬНОГО  
АРМИРОВАНИЯ ГРУНТА**

*КРАВЦОВ В.Н., ЛАПАТИН П.В.\* , ЯКУНЕНКО С.А.\**

Белорусский национальный технический университет

РУП «Институт «БелНИИС»\*

Минск, Беларусь

**Введение**

Для сокращения затрат при возведении плитных фундаментов в сложных грунтовых условиях РУП «Институт БелНИИС» предложены способы упрочнения слабых и малопрочных оснований плитных фундаментов вертикальным армированием грунта сваями уплотнения (забивными, набивными в пробитых скважинах), проведены соответствующие исследования, на основе которых разработаны методы проектирования упрочненных оснований (геомассивов) и нормативно-техническая документация для их массового внедрения /1-3/.

Разработанные способы изготовления геомассивов с применением вертикального армирования грунта (ВА) отличаются от известных ударно-вибрационных технологий их упрочнения (трамбовка, виброукатка) универсальностью (возможностью применения в различных грунтовых и гидрогеологических условиях и использования для этих целей имеющегося в строительных организациях республики стандартного оборудования), более высокой надежностью и индустриальностью.

В настоящей статье даны основные результаты выполненной работы.

**Общая характеристика, цели и задачи работы**

Целью выполненной работы явилось снижение себестоимости фундаментов на основаниях пониженной прочности ( $E \leq 7 \text{ МПа}$ ) на 20-30% за счет их упрочнения способом вертикального армирования грунта.

Сущность способа упрочнения ВА заключается в создании конструктивными либо физико-химическими методами в массиве упрочняемого грунта вертикально расположенных армоэлементов (бетонные, песчано-гравийные и др.), более прочных, чем грунт, воспринимающих сжимающие, растягивающие напряжения, перекрывающих критические площадки скольжения (сдвига) грунта. Армоэлементы не сопряжены с плитным фундаментом. Они работают совместно с упрочняемым грунтом, образуя комбинированное основание с эквивалентным модулем деформации, превышающим модуль деформации не упрочненного грунта в несколько раз.

Анализ имеющегося опыта строительства [1, 2] показал, что в настоящее время отсутствуют полные, комплексные исследования работы геомассивов, нагруженных сжимающей нагрузкой, а также эффективные способы проектирования и устройства фундаментов на них с использованием местных ресурсов и материалов для изготовления армоэлементов. По результатам выполненного патентно-информационного исследования подана заявка и получен патент на упрочнение оснований плитных фундаментов пониженной прочности вертикальным армированием грунта [4].

### **Методы и результаты исследований**

Задачами экспериментальных исследований являлось:

- изучение физико-механических свойств грунтов после устройства в них различными способами (бурение, бурораздвижка, прокол, виброударные методы) армоэлементов из свай;
- изучение сжимаемости, характера деформирования и устойчивости оснований из вертикально-армированных микросваями грунтов под нагрузкой при различных шаге и длине армоэлементов;
- оптимизация характеристик армоэлементов (шага, диаметра, длины);
- определение оптимальных составов грунтобетона для устройства армоэлементов.

В лабораторных условиях исследовались физико-механические свойства песчаного и глинистого грунтов в зависимости от процента крупных включений (армоэлементов) в образце стандартными методами: физические характеристики армоэлементов определялись по ГОСТ 5180[8], компрессионные и сдвиговые испытания по ГОСТ 12248-2010 [5] (рисунок 1). После подбора для рассматрива-

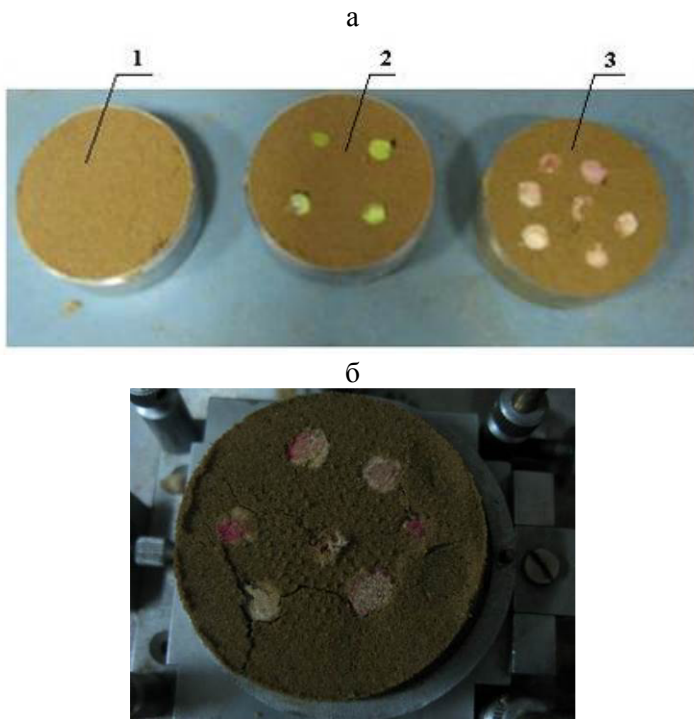
емого грунта оптимального процента армирования проводились модельные испытания геомассивов в плоском лотке (рисунок 2).

Результаты лабораторных исследований свойств упрочненного армоэлементами грунта и лотковых испытаний моделей геомассивов показали, что: а – эквивалентные модули деформации  $E_s$  и сцепления  $c_s$  в зависимости от процента армирования увеличиваются в несколько раз, практически при постоянном угле внутреннего трения  $\varphi$ ; б - в пределах армированного сваями массива грунта до критической нагрузки происходят преимущественно вертикальные деформации уплотнения.

Для рыхлых грунтов наиболее эффективен вариант устройства армоэлементов за пределами площади нагружения (законтурное армирование) и их конусное расположение по глубине (рисунок 3) с «выходом» армоэлементов за пределы штампа-фундамента на  $0,5-1,0 S$  в зависимости от исходных прочностных характеристик грунта ( $S$ - шаг армоэлементов). Это позволяет значительно повысить несущую способность и снизить деформативность (осадку) основания фундамента не менее чем на 30-50% (последнее по сравнению с неармированным основанием).

С целью проверки результатов лабораторных исследований, а также разработанного оборудования и различных способов устройства, выполнен комплекс экспериментальных натурных (полевых) исследований геомассивов на 9 экспериментальных объектах (опытных площадках).

На опытных площадках проводились испытания грунта как до, так и после его упрочнения сваями уплотнения с определением их характеристик лабораторными и полевыми стандартными методами. В полевых условиях геомассивы испытывались динамическим, статическим зондированием по ГОСТ 19912-2001 /6/ и штампом по ГОСТ 20276-99 [7] с последующей откопкой и отбором образцов грунта для лабораторных исследований.



а – общий вид образцов для лабораторных испытаний: неармированного (поз. 1) и армированных (поз. 2 и 3), подготовленных для испытания на сдвиг; б – характер разрушения армированного образца при испытании на сдвиг.

Рис. 1. Образцы мелкого песка для лабораторных исследований влияния процента армирования на его прочностные и деформационные характеристики (серия 7)

Были испытаны геомассивы из песчаных и глинистых грунтов, упрочненных по технологии ВА, где в качестве армоэлементов применялись мелкозаглубленные набивные грунтобетонные сваи (в буровых, бурораздвижных, проколотых и выштампованных скважинах) диаметром 100-200 мм, длиной 1,5-3 м и готовые забивные микросваи сечением 150-200 мм длиной 1,5-5,0 м [1, 2, и др.].

Примеры опытных площадок и общий вид установки для их испытаний на одной из опытных площадок даны на рисунках 4, 5.

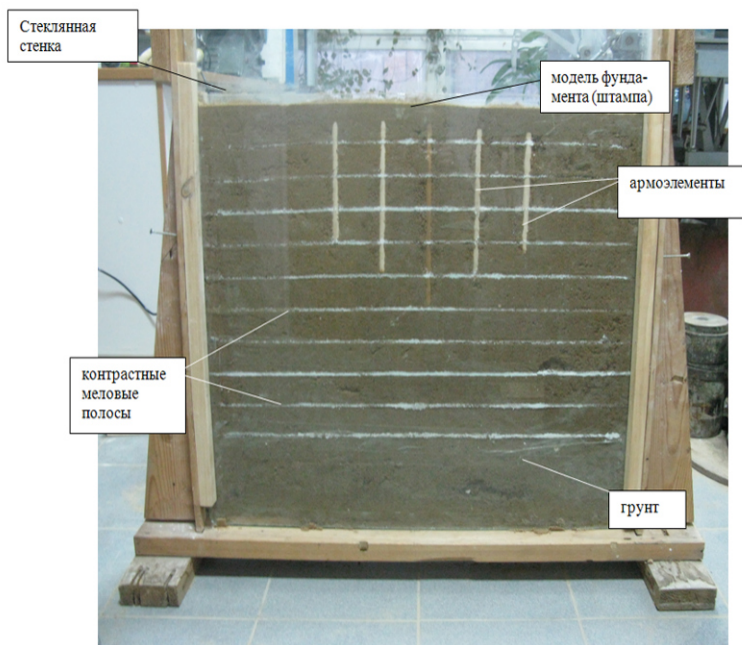


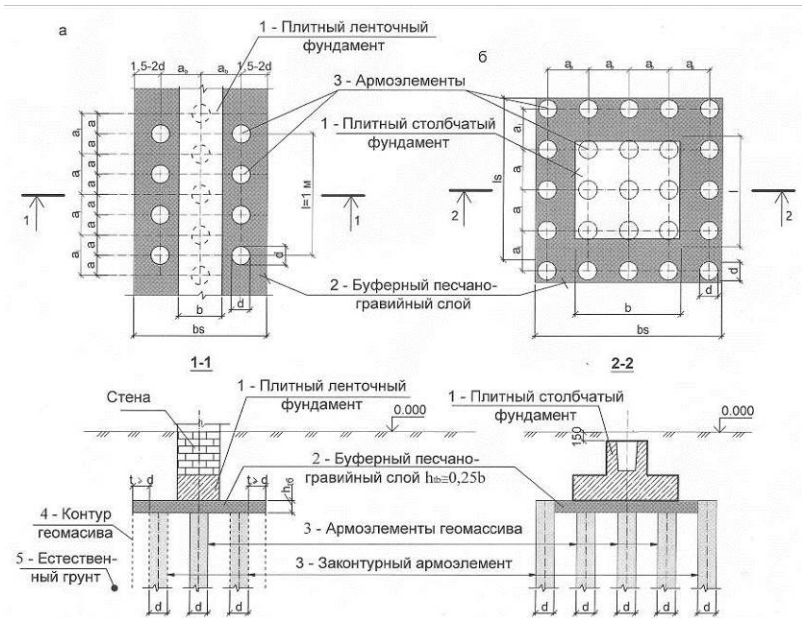
Рис. 2. Общий вид плоского лотка для лабораторных модельных испытаний армированных грунтов опытных геомассивов

Результаты полевых натурных испытаний подтвердили данные, полученные в лабораторных условиях, и эффективность заявленного решения по упрочнению оснований плитных фундаментов методом вертикального армирования сваями уплотнения. Характерные результаты испытаний геомассивов в лабораторных и полевых условиях даны на рисунке 6.

### **Расчет и конструирование армированных оснований**

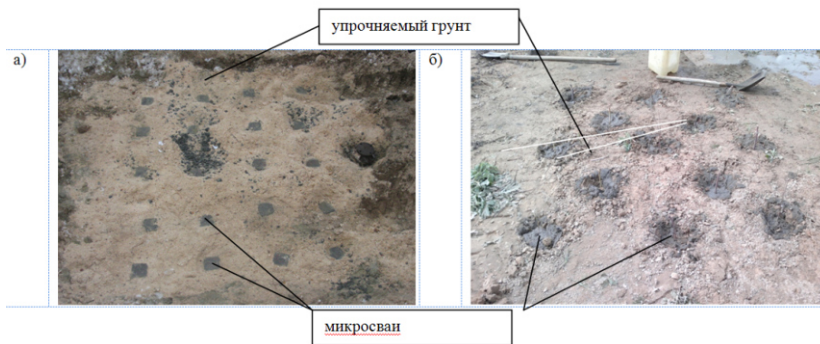
Оценка и обработка свойств грунтов упрочненных оснований произведены по стандартным методикам [5-8]. Полученные результаты исследований послужили основой для уточнения положений норм [9] и разработки методов расчета и конструирования оснований плитных фундаментов пониженной прочности, упрочненных вертикальным армированием грунтов, суть которых заключается в следующем.





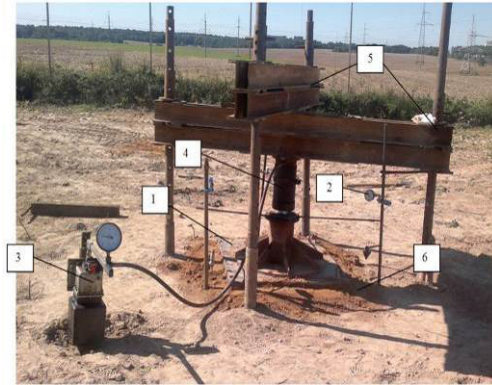
- а – вертикальное армирование основания ленточного плитного фундамента с законтурными армозементами;  
 б – вертикальное армирование основания столбчатого плитного фундамента с законтурными армозементами

Рис. 3. Разработанные схемы вертикального армирования оснований плитных фундаментов

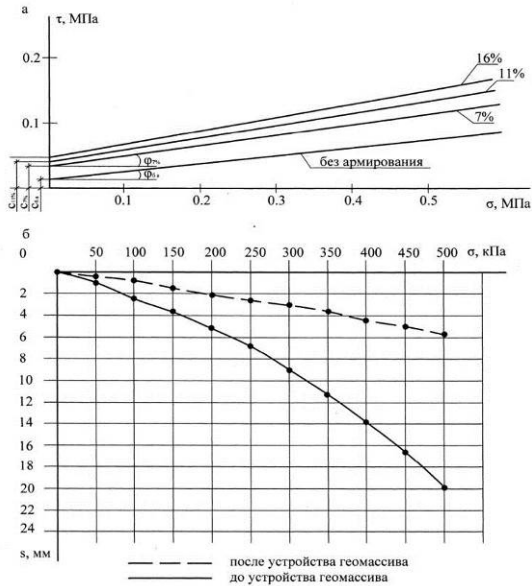


- а – геомассив из забивных свай на ОП8; б – геомассив из набивных грунтобетонных свай на ОП9

Рис. 4. Общий вид готовых армозементов (геомассивов) на опытных площадках ОП8 и ОП9



1 – металлический опытный фундамент (штамп); 2 – реперная система с прогибомерами 6 ПАО; 3 – насосная станция; 4 - гидроцилиндр ЦГ-50; 5 – упорная балочно-анкерная конструкция; 6 - песчано-гравийная буферная подушка  
 Рис. 5. Общий вид опытной площадки ОП9, оборудования и установки для испытания геомассива



а – график сдвиговых испытаний неармированных и армированных (7%-16%) образцов пылеватого песка ( $\rho=1,6 \text{ г/см}^3$ ,  $w=8\%$ ); б – графики испытания геомассива штампом-фундаментом  $s=f(p)$

Рис. 6. Характерные результаты лабораторных и натурных испытаний грунта и геомассива на ОП8



грунтов в РУП Институт БелНИИС» разработана методика расчета и конструирования геомассивов из грунта упрочненного вертикальным армированием, которая заключается в следующем:

1 – по п. 5.6.2 ТКП 45-5.01-254 [10] назначается допустимая величина осадки плитных фундаментов  $s_u$ , см, для проектируемого сооружения, которая подставляется в формулу 5.29 /9/ и «обратным счетом» по формуле (1) устанавливается величина минимального эквивалентного модуля деформации,  $E_{\text{экв. min}}$ , для проектируемого геомассива, обеспечивающего осадки сооружения меньше допускаемых.

$$E_{\text{экв. min}} = \beta \frac{p_{\text{max}} H_c}{s_u}, \quad (1)$$

где  $\beta$  – безразмерный коэффициент, равный: при  $p_{\text{max}}$  до 0.2 МПа –  $\beta=1$ ; при  $p_{\text{max}}$  от 0,2 до 0.3 МПа –  $\beta=0,8$ ;

$p_{\text{max}}$  – максимальное давление плитного фундамента на основание, МПа;

$s_u$  – допустимая конечная осадка основания плитного фундамента, регламентируемая проектом или /9/, м (рекомендуется не более 8 см, для жилых зданий  $s_u \leq 5$  см);

$H_c = \beta \cdot p_{\text{max}} / \gamma_m$  – условная минимальная глубина сжимаемой зоны, м;  $\gamma_m$  – средний удельный вес грунта ниже подошвы фундамента на глубину не менее двух его ширин, МН/м<sup>3</sup>.

2 – используя зависимость между модулем общей деформации  $E_0$  (или коэффициентом сжимаемости  $a_0$ ) и коэффициентом пористости  $e$  (компрессионная зависимость или результаты испытания штампов), для  $E_{\text{экв. min}}$  определяется требуемый коэффициент пористости  $e_{\text{экв. расч.}}$  грунта геомассива после упрочнения основания армоэлементами из свай, который является основным показателем для разработки проекта геомассива ВА;

3 – по теории предельного равновесия с использованием расчетной схемы на рисунке 7 устанавливаются необходимые прочностные характеристики упрочненного грунта (угол внутреннего трения  $\varphi_{\text{экв.}}$ , град, и сцепление  $c_{\text{экв.}}$ , МПа), при которых устойчивость основания (геомассива ВА) будет обеспечена при  $K_{\text{уст.}}=1,2$ ;

4 – используя известные зависимости из механики грунтов изменения прочностных характеристик от плотности-влажности, по формулам (2) – для песчаных и (3) – глинистых грунтов, устанавли-

ваются необходимая минимальная плотность грунта (коэффициент пористости  $e_{уп.мин}$ )

$$e_{п.мин} = e_{макс} - I_D (e_{макс} - e_0), \quad (2)$$

$$e_{г.л.мин} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w \cdot 100} (w_p + 0.5I_p), \quad (3)$$

где  $e_0$ ,  $e_{макс}$  — коэффициенты пористости песка соответственно в исходном (рыхлом) состоянии и в предельно плотном состоянии;  $I_D=0.7-0.8$  — индекс относительной плотности;  $w_p$  и  $I_p$  — соответственно влажность на границе раскатывания и число пластичности;  $\gamma_s$ ,  $\gamma_w$  — соответственно удельный вес частиц и воды,  $кН/м^3$ .

Если  $e_{э.кв.расч}$  (см. п. 2) меньше минимального значения коэффициента пористости для данного грунта  $e_{уп.мин}$  по формулам (2) и (3), применение армоэлементов для упрочнения - не эффективно.

5 - при расположении армоэлементов в шахматном порядке по вершинам равностороннего треугольника шаг  $a$  и расстояние между сваями  $l$ ,  $м$ , определяются из выражения (4) и (5)

$$a_{max} = d_a \sqrt{\frac{\pi \gamma_0}{3,5 (\gamma_{э.кв.расч} - \gamma_0)}}, \quad (4)$$

$$l_{max} = a_{max} / 2 \cdot \cos 45^\circ \quad (5)$$

где  $d_a$  — диаметр армоэлемента,  $м$ ;  $\gamma_{э.кв.расч}$  — удельный вес упрочняемого грунта по (6),  $кН/м^3$ ;  $\gamma_0$  — удельный вес грунта до армирования,  $кН/м^3$ ;

$$\gamma_{э.кв.расч} = \frac{(A - nA_a) \gamma_0 + nA_a \gamma_a}{A}, \quad (6)$$

$$n = \frac{A \cdot \Delta A}{A_a}, \quad (7)$$

где  $A$  — площадь всего или  $1 м^2$  геомассива  $ВА$  под плитным фундаментом,  $м^2$ ;  $A_a$  — площадь одного армоэлемента,  $м^2$ ;  $n$  — количество армоэлементов в пределах всей площади или на  $1 м^2$  геомассива плитного фундамента по формуле (7), шт;

$\Delta A = \frac{\epsilon_0 - \epsilon_{э.кв.расч}}{1 + \epsilon_0}$  - требуемая величина изменения (уменьшения)

единицы объема скелета грунта природного сложения в результате армирования до требуемой плотности по пп. 2 и 4;  $\gamma_a$  — удельный вес материала армоэлемента,  $кН/м^3$  (для бетона —  $23 кН/м^3$ );

6 – длина армоэлементов  $L$ , м, геомассива ВА должна приниматься равной для водонасыщенных глинистых грунтов не менее высоты его сжимаемой толщи  $H_c$ , в остальных случаях, как правило, до отметки, где дополнительное вертикальное удельное давление на подстилающий грунт ниже подошвы геомассива ВА не превышает его расчетного сопротивления  $R$ , но не менее двух ширин для столбчатых и трех-четырех для ленточных плитных фундаментов;

7 – мощность буферной подушки  $h_{б}$  (см. поз.2 на рисунке 3) назначается по формуле (8) но не более 1/5 ширины плитного фундамента  $b$  и не менее 0,15 м.

$$h_{б} = \frac{s_{бу} \cdot E_б \cdot \Sigma A_a}{p_{max}}, \quad (8)$$

где  $p_{max}$  – максимальное давление на буферную подушку от плитного фундамента, МПа;  $\Sigma A_a$  – площадь всех оголовков армоэлементов,  $m^2$ ;  $E_б$  – модуль деформации уплотненной буферной подушки в зависимости от ее материала, принимаемый равным не менее: для песка средней крупности – 20 МПа; для крупного песка и известкового щебня – 25 МПа; для гранитного щебня – 40 МПа; в случае применения других материалов значение  $E_б$  можно принимать исходя из условия, что бы его осадка  $s_{бу}$  не превышала  $s_{бу} \leq 15$  мм;

8. Конечная средняя осадка основания ( $s_r$ ) для плитного фундамента на геомассиве из свай вычисляется методом послойного суммирования согласно ТКП 45-5,01-67 /9/ по формуле (9)

$$s_r = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_s}, \quad (9)$$

где  $s$ ,  $\sigma_{zpi}$ ,  $h_i$  – обозначения по /9/;  $E_s$  - эквивалентный модуль деформации слоев грунта на которые разбивается сжимаемая зона основания, состоящая (см. рисунки 3, 7) из буферной подушки 2, геомассива 4, и подстилающего природного грунта 5 (см. рисунок 3).

### Пример

Требуется спроектировать геомассив ВА под плитный фундамент с давлением на основание  $p_{max}=0,15$  МПа и допустимой осадкой  $s_u=8$  см. на основании из лессовидного суглинка ( $\gamma_0=19,1$  кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma_s=27,1$  кН/м<sup>3</sup>;  $w_0=10\%$ ,  $e_0=0,8$ ,  $\phi_0=15^\circ$ ,  $c_{оп}=0,06$  МПа  $E_0=4,5$  МПа) армируемое сваями диаметром  $d_a=0,3$  м ( $A_a=0,071$  м<sup>2</sup>,  $\gamma_a=23$  кН/м<sup>3</sup>).

**Решение** (расчет). Расчет выполняется на  $1\text{ м}^2$  площади фундамента в следующей последовательности.

1 По формуле (1) при  $s_u \leq 8$  см и сжимаемой зоне грунта

$$H_c = \beta \cdot p_{\max} / \gamma_0 = 1 \cdot 0.15 / 0.0191 = 7.85 \text{ м.}$$

$$E_{\text{экр.расч}} = \beta \frac{p_{\max} \cdot H_c}{s_u} = 1 \frac{0.15 \cdot 7.85}{0.08} \approx 15 \text{ МПа,}$$

2 На компрессионной кривой (данные лабораторных испытаний) устанавливаем для  $E_{\text{экр.расч}} = 15 \text{ МПа}$  - экв.расч=0.65. По формулам 2-8 находим оптимальное значение  $a$ ,  $a$ ,  $l$ ,  $h_{\text{тб}}$ .

$$n = \frac{A_{\Delta A}}{A_a} = \left( 1 \cdot \frac{(0.8 - 0.65)}{1 + 0.8} \right) / 0.071 \approx 2 \text{ шт/м}^2.$$

$$Y_{\text{экр.расч.}} = \frac{(1 - n \cdot A_a) \cdot \gamma_0 + n \cdot A_a \cdot \gamma_s}{A} = \frac{(1 - 2 \cdot 0.071) \cdot 19.1 + 2 \cdot 0.071 \cdot 22}{1} = 19.73 \text{ кН/м}^2.$$

$$a_{\text{б(т)max}} = d_a \sqrt{\frac{\pi \gamma_0}{3.5(Y_{\text{экр.расч}} - \gamma_0)}} = 0,3 \sqrt{\frac{3.14 \cdot 19.1}{3.5(19.73 - 19.1)}} = 1.56 \approx 1.6 \text{ м;}$$

$$l_{\text{max}} = \frac{a_{\text{бmax}}}{2 \cdot \cos 45^\circ} = \frac{1.6}{2 \cdot 0.71} = 1,15 \text{ м.}$$

$$h_{\text{тб.min}} = \frac{s_u \cdot E_{\text{тб}} \cdot \Sigma A_a}{R_{\text{max}}} = \frac{0.015 \cdot 20 \cdot 0.142}{0.15} \approx 0,284 \approx 30 \text{ см}$$

Длину армоэлементов (свай) назначаем равной толщине первого слабого слоя плюс 0,5 м и проверяем принятые параметры ( $n$ ,  $a$ ,  $l$ ) исходя из критериев  $s < s_u$ ,  $\sigma_{\text{зрi}} < R_0$ , где  $R_0$  – расчетное сопротивление подстилающего природного грунта, подстилающего геомассив.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Кравцов, В.Н. Проектирование вертикально армированных оснований плитных фундаментов / В.Н. Кравцов// Труды международной конференции по геотехнике «Геотехника Беларуси: Наука и практика»: Сб. трудов межд. конф. редкол. Никитенко М.И.(отв.) [и др.]. – Минск: БНТУ, 2013. –Ч2. – 141-150 стр.

2. Сеськов, В.Е. Упрочнение оснований методом вертикального армирования грунтобетонными микросваями в пробитых скважинах/ В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов, С.А. Якуненко// Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: Сб. трудов межд. конф. редкол.: Р.А. Мангушев (отв. ред.) [и др.]. – СПб: СПбГАСУ, 2010. – с.295-300.

3. Р1.02.133-2014 Рекомендации по проектированию и устройству вертикально армированных оснований (геомассивов) для

плитных фундаментов зданий и сооружений в грунтовых условиях Республики Беларусь. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2014. – 28с.

4. Фундамент здания, возведенный на искусственно упрочненном слабом или малопрочном грунте и способ его возведения : пат. 18688 Респ. Беларусь, МПК E02D27/12 / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов, Н.С. Лобастов., В.П. Лебедик ; заявитель РУП «Институт «БелНИИС». – № а 20111166 ; заявл. 02.09.2011 ; опубл. 02.09.11 // Официальный бюл. / Нац. центр интеллектуал. собств.. – 2011.

5. ГОСТ 12248-2010 Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – Минск: Госстандарт РБ, 2013. – 83 с.

6. ГОСТ 19912-2001 Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. – Минск: МаиС РБ, 2004. – 25 с.

7. ГОСТ 20276-99 Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. – Минск: МаиС РБ, 2000. – 25 с.

8. ГОСТ 5180 Грунты. Методы определения физических характеристик. – Минск: МаиС РБ, 1985. – 28 с.

УДК 624.153.524

## **ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНО АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ**

*КУДРЕВИЧ О.О.*

Белорусский национальный технический университет

РУП «Стройтехнорм»

Минск, Беларусь

### **Введение**

В настоящее время в Беларуси ведется активное строительство на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями, которые составляют около 30% территории республики.



Применяемые в настоящее время виброударные технологии упрочнения грунтов (укатка, трамбовка) при строительстве на территориях со сложными инженерно-геологическими условиями отличаются ограниченной областью применения, повышенной затратностью, трудоемкостью и, как правило, не отвечают критерию экономической эффективности.

Учитывая это, в РУП «Институт БелНИИС» предложен и внедрен способ упрочнения оснований плитных фундаментов методом вертикального армирования грунта мелкозаглубленными сваями уплотнения: забивными и набивными в пробитых скважинах. Предложенный способ устройства упрочненного основания отличается от известных технологий универсальностью (применимостью для различных грунтовых и гидрогеологических условий), возможностью использования имеющегося в строительных организациях республики стандартного оборудования

Сущность метода заключается в массиве грунта вертикально расположенных, более прочных по сравнению с прочностью грунта, не связанных конструктивно с фундаментом армирующих элементов, воспринимающих совместно с грунтом сжимающие и растягивающие напряжения. Нагрузка на вертикально армированное грунтовое основание передается через плитный фундамент мелкого заложениями

РУП «Институт БелНИИС», в рамках программы Минстройархитектуры РБ по энерго-ресурсо-сбережению, выполнил комплекс работ по разработке эффективных конструкций геомассивов ВА, изучению их несущей способности и деформативности, способов расчета и устройства.

Способ вертикального армирования целесообразно применять в следующих случаях:

- недостаточная прочность грунта основания под подошвой плитного фундамента;
- с целью уменьшения осадки основания плитного фундамента;
- при наличии в пределах сжимаемой толщи основания прослоек малопрочных и слабых грунтов;
- усиления и реконструкции фундаментов;
- снижения себестоимости нулевого цикла и фундаментов.

В качестве армоэлементов могут использоваться сваи любых типов. Наиболее экономически эффективны для этих целей сваи ма-

лого сечения (диаметр или меньшая сторона прямоугольника свай до 200 мм). В качестве материала для геомассивов ВА по 4.2 применяются бетон, грунтобетон, песчано-гравийные и щебеночные смеси.

Вертикально армированное основание в зависимости от его типа по рисункам 1-4 следует проектировать в виде:

а - армированной ленты - для ленточных фундаментов;

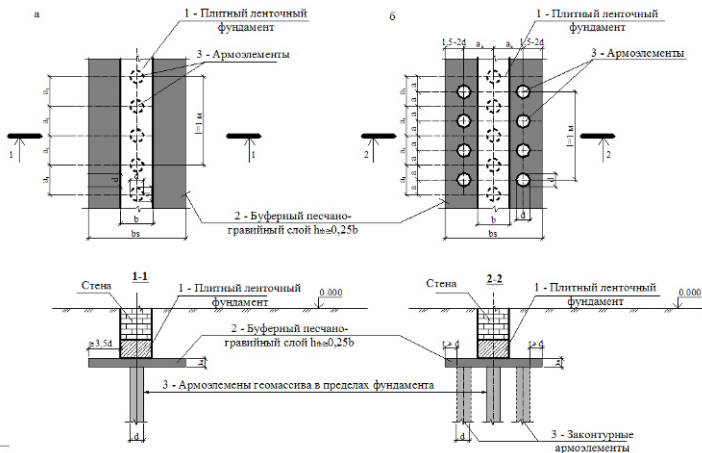
б - куста армоэлементов - для отдельно стоящих (столбчатых) фундаментов;

в - сплошного армированного поля под весь массивный плитный фундамент или его часть в местах значительных сосредоточенных нагрузок или грунтов с пониженными характеристиками.

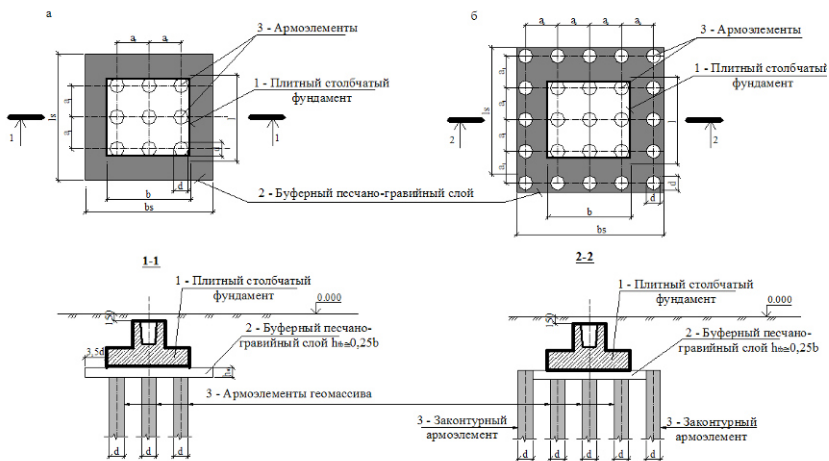
Таблица 1

Условия применения геомассивов ВА

Тип геомассива ВА	Область применения	
	по видам природных грунтов	по нагрузке
Геомассив ВА по рисункам 1-4	Талые и сезонно промерзаемые песчаные и глинистые грунты Беларуси по СТБ 943, в т.ч. искусственные, малопрочные и слабые, кроме глинистых с $I_L > 0,75$ , илов, биогенных (торфяных) с $I_{om} > 0,15$ , содержащих камни диаметром больше 200 мм, а также прочных и скальных	Устанавливается расчетом по прочности материала армоэлементов, а также по несущей способности грунта или испытанием геомассива ВА. Рекомендуется $p_{max} \leq 0,4$ МПа (где $p_{max}$ - максимальное давление от плитного фундамента на грунт).



а - вариант геомассивов с армоэлементами в пределах контура подошвы фундамента; б - то же, с законтурными армоэлементами  
 Рис. 1. Схема вертикального армирования (геомассива) плитного ленточного фундамента



а - вариант геомассивов с армоэлементами в пределах контура подошвы фундамента; б - то же, с законтурными армоэлементами  
 Рис. 2. Схема вертикального армирования (геомассива) плитного столбчатого фундамента

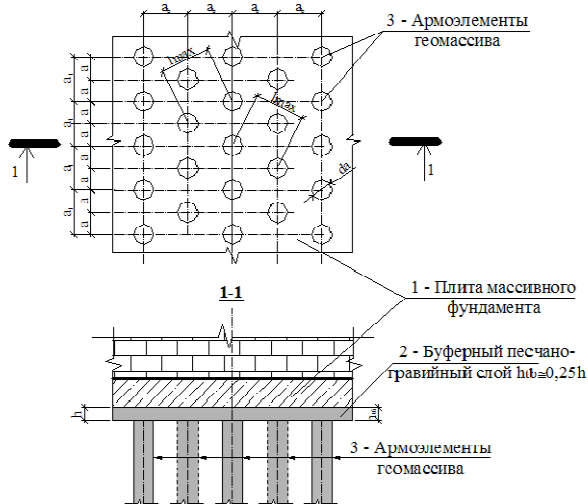
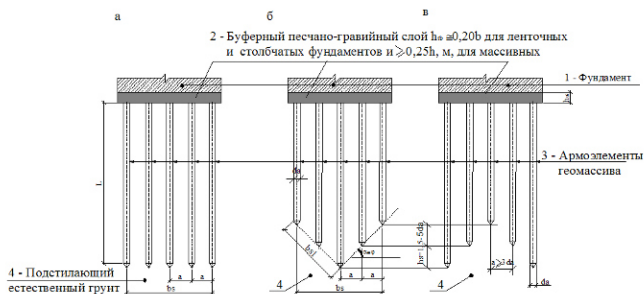


Рис. 3. Схема вертикального армирования (геомассива) плитного массивного фундамента



- а - геомассив типа 1 с расположением концов армоэлементов в одном уровне;
- б - геомассив типа 2 с конусным расположением нижних концов армоэлементов , отметки которых убывают от центра к краям плитного фундамента;
- в - то же, типа 3 - с убыванием нижних концов от краев к центру плитного фундамента

Рисунок 4- Варианты расположения армоэлементов по глубине геомассива

### Методика конструирования и расчета вертикально армированных оснований

Методика основана на следующих экспериментально установленных принципах

1 – Сваи в геомассиве ВА воспринимают нагрузку совместно с окружающим их уплотненным (упрочненным) грунтом, т.е. геомассив ВА работает, не как свайное, а упрочненное армоэлементами (уплотненное) грунтовое основание с эквивалентными характеристиками ( $\rho$ ,  $\varphi$ ,  $c$ ,  $E$ ) в 2-3 раза, превышающими их значения в неармированном грунте.

2 – Разрушение геомассива ВА из природных грунтов от предельной нагрузки происходит по следующим схемам:

а – от выпора из под фундамента грунта буферной подушки, если ее мощность больше предельной толщины ( $h_{т6} > 0.75b$ , где  $b$  – ширина фундамента);

б – от проскальзывания (задавливания) армоэлементов относительно естественного грунта – для железобетонных, металлических армоэлементов с повышенной прочностью материала (при отсутствии буферной подушки и чрезмерных нагрузках на основание  $\geq 0,8p_{max}$ );

в – от потери устойчивости геомассива по явно выраженным условно прямолинейным поверхностям скольжения, которые образуют углы  $\alpha$  и  $\beta$  (рис. 5);

г – от потери устойчивости грунтов, подстилающих геомассив в случае неполной прорезки сжимаемой зоны армоэлементами

Таким образом, для оценки степени устойчивости и исследования условий возникновения сдвигов в пределах вертикально армированной части геомассива, возможно применение общей теории механики грунтов.

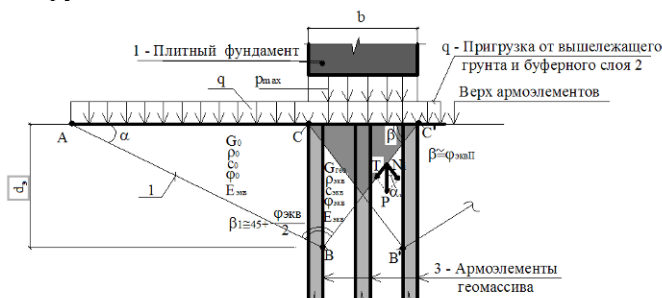


Рис. 5 – Расчетная схема и поверхности скольжения геомассива ВА для осесимметричной задачи по результатам экспериментальных данных. Исходя из вышеизложенного, суть разработанной методики расчета и конструирования геомассивов ВА для плитных фундаментов с нагрузкой на основание до 0,4 МПа заключается в следующем:

1 – по ТКП 45-5.01-254 /4/ назначается допустимая величина осадки плитных фундаментов  $s_u$ , см, для проектируемого сооружения, и «обратным расчетом» по формуле (1) устанавливается величина минимального эквивалентного модуля деформации,  $E_{\text{экв. min}}$ , геомассива ВА, обеспечивающего осадки сооружения меньше допускаемых.

$$E_{\text{экв. min}} = \beta \frac{p_{\text{max}} \cdot H_c}{s_u}, \quad (1)$$

где  $\beta$  – безразмерный коэффициент, равный: при  $p_{\text{max}}$  до 0.2 МПа –  $\beta=1$ ; при  $p_{\text{max}}$  от 0,2 до 0.3 МПа –  $\beta=0,8$ ; при  $p_{\text{max}}$  более 0.3 МПа –  $\beta=0,7$ ;

$p_{\text{max}}$  – максимальное давление плитного фундамента на основание, МПа;

$s_u$  – допустимая конечная осадка основания плитного фундамента, регламентируемая проектом или нормами ТНПА, м (рекомендуется  $s_u \leq 8$  см, а для жилых зданий  $s_u \leq 5$  см;

$H_c = \beta \cdot p_{\text{max}} / \gamma_m$  – условная минимальная глубина сжимаемой зоны, м, здесь  $\beta$  – см. формулу 1;  $\gamma_m$  – средний удельный вес грунта ниже подошвы фундамента на глубину не менее двух его ширин, МН/м<sup>3</sup>.

2 – используя зависимость между модулем общей деформации  $E_0$  (или коэффициентом сжимаемости  $a_0$ ) и коэффициентом пористости  $e$  (компрессионная зависимость или результаты испытания опытных полевых штампов), для  $E_{\text{экв. min}}$  определяется требуемый коэффициент пористости  $e_{\text{экв. расч.}}$  грунта геомассива ВА после упрочнения основания армоэлементами из свай, который является основным показателем для разработки проекта геомассива ВА;

3 – используя известные зависимости изменения прочностных характеристик от плотности-влажности, по формулам (2) – для песчаных и (3) – глинистых грунтов, устанавливается необходимая минимальная плотность грунта (коэффициент пористости  $e_{(п,г л.) min}$ )

$$e_{n. min} = e_{\text{макс}} - I_D (e_{\text{макс}} - e_0), \quad \text{- для песка} \quad (2)$$

$$e_{г л. min} = \frac{\gamma_d}{\gamma_s \cdot 100} (w_p + 0.5 I_p), \quad \text{- для глинистого грунта} \quad (3)$$

где  $e_0$ ,  $e_{\max}$  — коэффициенты пористости песка соответственно в исходном (рыхлом) состоянии и в предельно плотном состоянии;  $I_p=0.7-0.8$  — индекс относительной плотности;  $w_p$  и  $I_p$  — соответственно влажность на границе раскатывания и число пластичности;  $\gamma_s$ ,  $\gamma_w$  — соответственно удельный вес частиц и воды,  $\text{кН/м}^3$ .

Эффективность применения вертикального армирования проверяется из условия:

$$\begin{aligned} e_{\text{экр.расч}} &\geq e_{(\text{п., гл.})\text{min}} - \text{эффективно,} \\ e_{\text{экр.расч}} &< e_{(\text{п., гл.})\text{min}} - \text{нецелесообразно.} \end{aligned}$$

4 - при расположении армоэлементов в шахматном порядке по вершинам равностороннего треугольника шаг  $a$ , расстояние между сваями  $l$ ,  $m$ , и их количество  $n$ , шт., определяются из выражения (4) и (5)

$$a_{\max} = d_a \sqrt{\frac{\pi \gamma_0}{3.5(\gamma_{\text{экр.расч}} - \gamma_0)}}, \quad a_{l \max} \leq 1.5 a_{b \max} \quad (4)$$

$$l_{\max} = a_{\max} / 2 \cdot \cos 45^\circ, \quad (5)$$

$$n = A_{\Delta} \cdot A / A_a \quad (6)$$

где  $d_a$  — соответственно диаметр, шаг армоэлементов, м;

$A$  — площадь всей или  $1 \text{ м}^2$  подошвы плитного фундамента;  $\Delta A$  требуемая величина уменьшения единицы объема скелета грунта природного сложения на площади  $A$  с учетом армоэлементов по (7);  $A_a$  — площадь 1-ого армоэлемента;

$\gamma_{\text{экр.расч}}$  — удельный вес упрочняемого грунта по (8),  $\text{кН/м}^3$ ;  $\gamma_0$  — удельный вес грунта до уплотнения,  $\text{кН/м}^3$ ;

$$\Delta A = A \left( \frac{e_0 - e_{\text{экр.расч}}}{1 + e_0} \right) \quad (7)$$

$$\gamma_{\text{экр.расч}} = \frac{(1 - n A_a) \cdot \gamma_s + n A_a \cdot \gamma_a}{A}, \quad (8)$$

здесь  $n$  — количество армоэлементов, шт., на площади  $A$  фундамента или  $1 \text{ м}^2$ ;  $\gamma_a$  — удельный вес материала армоэлемента,  $\text{кН/м}^3$  (как правило,  $20 \text{ кН/м}^3$ ).

5 — длина армоэлементов  $L$ , м, геомассива  $BA$  принимается равной для грунтов с  $E_0 \leq 5 \text{ МПа}$  — не менее высоты его сжимаемой толщи  $H_c$ , в остальных случаях, как правило, до отметки, где дополни-

тельное вертикальное удельное давление на подстилающий грунт ниже подошвы геомассива ВА не превышает его расчетного сопротивления  $R$ , но не менее двух ширин для столбчатых и трех-четырех для ленточных плитных фундаментов;

6 - между армирующими элементами и подошвой плитного фундамента необходимо выполнять буферную подушку из песчано-гравийной смеси, уплотненную до коэффициента плотности  $K_{com} \geq 0,98$  и модуля деформации  $E_6 \geq 20 \text{ МПа}$ . Мощность подушки  $h_{тб}$  рекомендуется назначать по формуле (9) но не более 1/4 ширины плитного фундамента  $b$  и не менее 0,15 м.

$$h_{тб} = \frac{s \cdot E_6 \cdot n \cdot A_a}{p_{max}}, \quad (9)$$

где  $p_{max}$  – максимальное давление на буферную подушку от плитного фундамента, МПа; остальные обозначения см. выше.

7 – запроектированный по пп. 1-6 геомассив ВА проверяется: а – по прочности применяемых материалов армоэлементов, регламентируемой соответствующими нормами (ТНПА), по осадкам ( $s < s_u$ ) по /4/, где  $s$  по (10), и прочности подстилающего грунта ( $\sigma_{zpi} < R_{подст}$ ).

8. Конечная средняя осадка основания ( $s$ ) для плитного фундамента на геомассиве ВА из свай вычисляется методом послойного суммирования по формуле (10).

$$s = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_{экр}} \quad (10)$$

где  $s$ ,  $\sigma_{zpi}$ ,  $h_i$  – обозначения по /4/;  $E_{экр}$  - эквивалентный модуль деформации слоев грунта на которые разбивается сжимаемая зона основания, состоящая из буферной подушки с модулем ( $E_6$ ), геомассива с ( $E_a$ ), и подстилающего природного грунта с ( $E_0$ ), МПа.



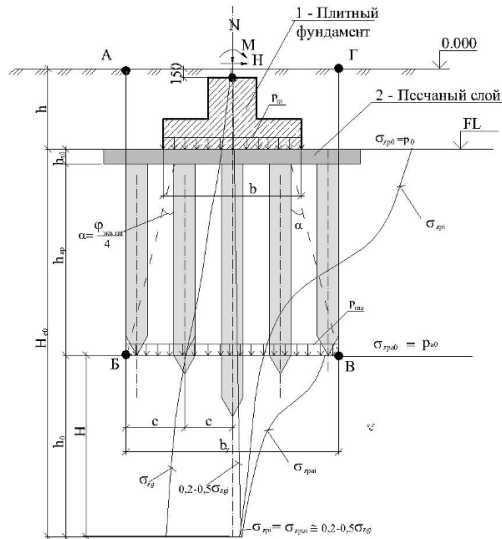


Рис. 6. Расчетная схема на примере столбчатого фундамента для расчета по второй группе предельных состояний

## Выводы

1. На основании ранее выполненных исследований разработана методика расчета и конструирования вертикально армированных оснований плитных фундаментов, обеспечивающая уменьшение материалоемкости и себестоимости геомассивов ВА до 30%, по сравнению с традиционными решениями, без снижения надежности.

2. Полученные результаты исследований и разработанные на их основе Рекомендации по проектированию и возведению геомассивов из вертикально армированных грунтов, послужат основой для их широкого внедрения на территории Республики Беларусь.

3. При наличии в верхней зоне основания плитных фундаментов (непосредственно под буферным слоем поз. 2, рисунки 1-4) слабых, малопрочных грунтов с модулем деформации  $E \leq 5$  МПа вокруг ленточных и столбчатых плитных фундаментов рекомендуется устраивать законтурный ряд армоэлементов (см. рисунки 1б, 2б).

4. Параметры армоэлементов (количество  $n$ , шт, шаг  $a$ , м, поперечное сечение  $d$ ,  $m^2$ , длина  $L$ , м) назначаются из принципа, что они в геомассиве ВА воспринимают нагрузку совместно с окружающим

их уплотненным (упрочненным) грунтом. В результате получается не свайный фундамент, а уплотненное (упрочненное) основание с эквивалентным модулем деформации, значительно превышающим модуль деформации неупрочненного грунта в следующей последовательности по 5.2.7.1 - 5.2.7.8.

5. Длина армоэлементов  $L$ , м, геомассива ВА (для типов 2 и 3 по рисунку 4 – крайних свай) должна приниматься равной для водонасыщенных и глинистых грунтов не менее высоты его сжимаемой толщи  $H_c$  и верхнего малопрочного, слабого слоя, в остальных случаях, как правило, до отметки, где дополнительное вертикальное удельное давление на подстилающий грунт ниже подошвы геомассива ВА не превышает его расчетного сопротивления  $R_0$ , но не менее двух ширин для столбчатых и трех-четырёх для ленточных плитных фундаментов.

6. Конструирование геомассива ВА производится в два этапа. На первом этапе предварительно, с учетом геологического строения основания и наличия оборудования для изготовления армоэлементов (свай) и мощности сжимаемой толщи, назначаются их размеры (длина, поперечное сечение). Рекомендуется их нижние концы, по возможности, опирать на более прочные подстилающие грунты. Окончательно длина армоэлементов определяется на втором этапе расчетом осадок плитного фундамента по 5.4 и должна, как правило, быть не менее глубины сжимаемой зоны его основания  $H_c$  и толщины верхнего слоя с пониженными характеристиками грунта.

УДК 624.131.37:624.131.43

## **ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЕНИЙ УСЛОВИЙ «СТЕСНЕНИЯ» НА УВЕЛИЧЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАИ, ЗАЩЕМЛЕННОЙ В ГРУНТЕ**

*УЛАСИК Т.М., СУЩИНСКИЙ В.В.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В современных условиях повышение несущей способности фундаментов глубокого заложения по-прежнему является важной гео-

технической задачей. Применительно к сваям, защемленным в грунте, увеличение расчетного сопротивления несвязных грунтов на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек формируется при проявлении дилатансии [1]. В работах, посвященных исследованиям явления дилатансии [1–3] отмечается тот факт, что «стесненные» условия работы фундамента неизменно ведут к мобилизации прочности несвязного грунта, связанной с дилатансией, которая развивается в узкой полосе сдвига вдоль контактной поверхности.

Для исследования поведения забивной сваи с изменением условий «стеснения» были выбрана следующая схемы испытаний: в металлическом лотке, заполненном песком средним, среднеоднородным, с влажностью в пределах 5%, моделировалась забивная свая, показанная на рис.1. Модель сваи представляет собой деревянный брусок, сечение 50×50мм, длиной 500мм.

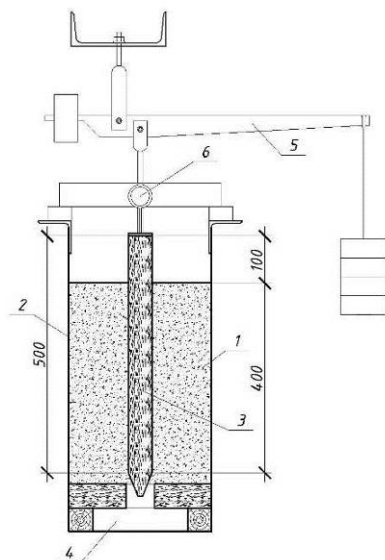


Рис. 1. Схема испытаний модели сваи в условиях, без создания дополнительного «стеснения»:

1 – несвязный грунт; 2 – лоток; 3 – модель сваи; 4 – полость под нижним концом модели сваи; 5 – рычаг с подвешенным грузом для передачи нагрузки; 6 – индикатор часового типа

Поскольку необходимо было выделить работу сваи только с учетом изменения трения по боковой поверхности, то с этой целью в нижней части лотка была устроена полость, куда по исчерпанию несущей способности опускалась свая.

Первая схема испытаний, показанная на рис.1, соответствует обычным условиям работы сваи, без создания дополнительного «стеснения». Мобилизация контактного трения вдоль боковой поверхности происходила при планомерном увеличении нагрузки на модель сваи. Индикатором часового типа ИЧ-25 фиксировалось перемещение модели сваи.

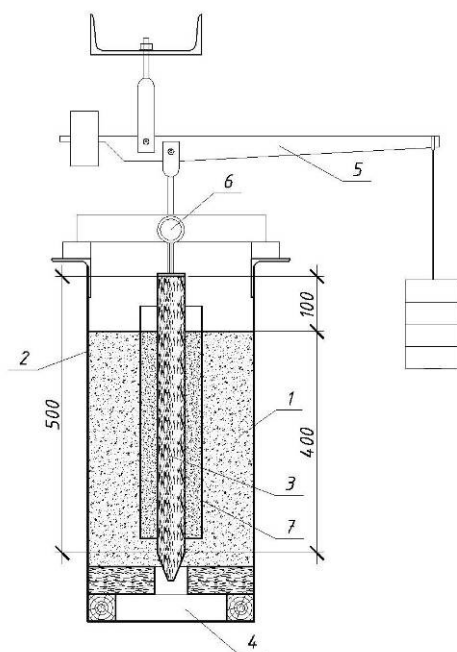


Рис. 2. Схема испытаний модели сваи в условиях, с дополнительным «стеснением»:

- 1 – несвязный грунт; 2 – лоток; 3 – модель сваи; 4 – полость под нижним концом модели сваи; 5 – рычаг с подвешенным грузом для передачи нагрузки; 6 – индикатор часового типа; 7 – труба ПВХ

Вторая схема испытаний показана на рис.2. Несвязный грунт тот же, что и в предыдущих испытаниях, с такими же физическими характеристиками. Эта схема соответствует условиям, когда специ-

ально создаются условия дополнительного «стеснения» модели сваи, с помощью погружения вокруг нее трубы ПВХ диаметром 110мм. Труба погружалась на всю длину модели сваи. В этом случае вокруг сваи образуется область дополнительного «стеснения», контактное трение по поверхности модели сваи формируется за счет увеличения дилатантного распора. Подобная своеобразная оболочка для сваи в реальных условиях может быть не только круглого сечения. Она может повторять очертания сваи, а также представлять собой сложный многоугольник. В любом случае это будет дополнительное условие «стеснения» сваи, что позволит существенно повлиять на несущую способность свай, заземленных в грунте.

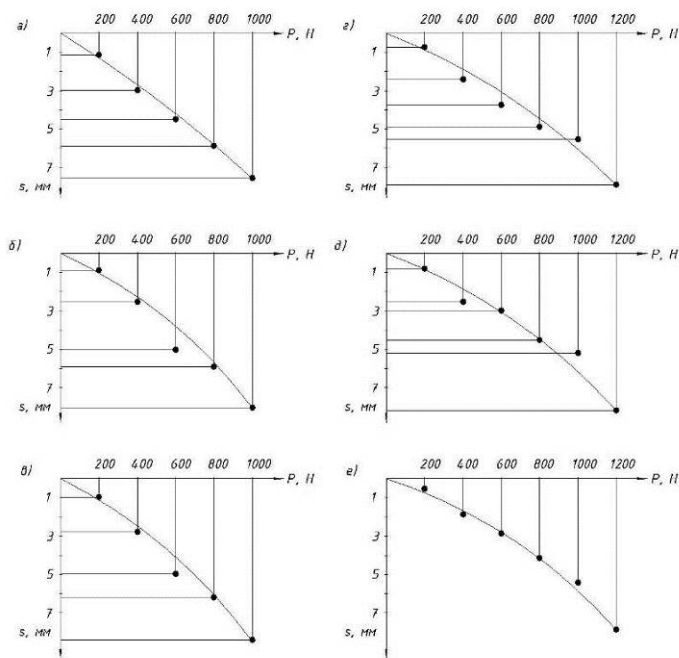


Рис. 3. Графики изменения осадки модели сваи  $S$  в зависимости от нагрузки  $P$  в различных условиях испытаний:  
 а), б), в) – без дополнительного «стеснения»; г), д), е) – с дополнительным «стеснением»

И, чтобы убедиться в этом, были проведены испытания по второй схеме (рис.2). Сравнение результатов испытаний по двум приведен-

ным схемам показало существенное уменьшение перемещения сваи в условиях дополнительного «стеснения». Данные сравнительных испытаний приведены на рис. 3.

Проведенные испытания показали, что с изменением условий «стеснения», несущая способность модели сваи возрастает. Так для опытов по первой схеме  $F_d = 1,0$  кН, а в условиях дополнительного «стеснения»  $F_d = 1,2$  кН. Следовательно, при увеличении области «стеснения» в опытах происходит и увеличение несущей способности модели сваи. Так, площадь сечения модели сваи составила  $25\text{см}^2$ , а площадь области «стеснения» в плане составила  $30,25\text{ см}^2$ , что на 21% больше площади сечения сваи. При этом произошло увеличение несущей способности модели сваи в условиях «стеснения» на 20%. Следовательно, параметры области «стеснения» влияют на несущую способность сваи, защемленной в грунте. Возможны также различные варианты погружения трубы, моделирующей «стеснение» сваи, т.е. не на всю длину сваи, что позволит влиять на значение несущей способности сваи.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Минск : Навука і тэхніка, 1994. – 232 с.
2. 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.
3. 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.

**РАЗДЕЛ VII. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ  
И СООРУЖЕНИЙ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИННОВАЦИОННОЙ  
ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
ПРИ ПЕРЕХОДЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ  
НА ЕВРОПЕЙСКИЕ СТАНДАРТЫ**

(г. Минск, БНТУ — 26-27.05.2015)

УДК 624.012

**ПРИЧИНЫ ПОЯВЛЕНИЯ УЧАСТКОВ БИОЛОГИЧЕСКОЙ  
КОРРОЗИИ В КВАРТИРАХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ  
ПОМЕЩЕНИЯХ**

*АНДРЕЮК В.С.*

Брестский государственный технический университет  
Брест, Беларусь

**Постановка задачи**

При выполнении оценки технического состояния строительных конструкций в последнее время зачастую выявляется огромное количество дефектов, связанных с нарушением температурно-влажностных условий эксплуатации жилых и общественных помещений. Наиболее негативными и характерными дефектами являются наличие участков с появлением сырости внутри квартир, плесени, грибков (рис. 1).





**Рис. 1.** Характерные случаи появления биологической коррозии (грибка) на внутренней поверхности стен жилых зданий

В настоящее время с установкой в квартирах и общественных помещениях герметичных пластиковых и деревянных окон, сделанных без вентиляционных приспособлений, в некоторых квартирах и помещениях появились новые проблемы, связанные с запотеванием окон и появлением плесени на стенах. Однако, в ряде случаев, эти явления не ассоциируются с изменением температурно-влажностного режима помещения в результате установки герметичных окон, а связывают появление плесени на стенах их промерзанием. Необходимо отметить, что стены квартир, перед тем, как стать частью здания, были рассчитаны не только на восприятие нагрузок, но и на теплопроводность, теплоустойчивость и на возможность конденсации влаги внутри конструкции. Можно констатировать, что образование плесени или снижение температуры внутренней поверхности стены в конкретной квартире, скорее всего, связаны не с ошибками проектировщиков, строителей, а с изменениями в свойствах материалов, браком в процессе строительства или с вмешательством жильцов в работу ограждающих конструкций либо с несоответствующим качеством обслуживания коммунальными службами. Другим словами, прежде чем решиться на утепление стен, нужно иметь в виду, что изначально эти стены были запроектированы так, чтобы жильцы и работники офисных помещений не испытывали дискомфорта. Причины появления плесени нужно искать, начиная не с атаки на стену с линейкой для измерения ее толщины, а с анализа отклонений в конструкциях от первоначального проекта.

## **1. Температурно-влажностный режим помещений**

В первую очередь необходимо установить фактические значения относительной влажности воздуха в помещении. По ТКП 45-2.04-43-2006 (02250) она должна составлять 50–60%, лучше, если влажность не будет превышать 55% при температуре внутреннего воздуха в помещении 18-19°C. Несоответствие температуры воздуха внутри помещения нормативам возможно по ряду причин. Во-первых, это может быть недопоставка тепла котельными. Во-вторых, в однотрубных отопительных системах перед радиаторами устанавливаются трубные перемычки — байпасы и двух- или трехходовые краны. Эти регулировочные приборы устанавливаются для балансировки отопительных контуров, чтобы горячая вода равномерно и в достаточном объеме поступала ко всем потребителям. В-третьих, стало модным закрывать радиаторы декоративными решетками, теплоотдача радиаторов при этом падает до 25%..

Высокая относительная влажность воздуха в квартирах или офисных помещениях (выше 60%) чаще всего свидетельствует о некачественной работе системы вентиляции. В недалеком прошлом, когда в домах устанавливали только деревянные окна с забиванием щели между стеной и коробкой войлоком или паклей, подразумевалось, что приток воздуха в помещение будет осуществляться через неплотности в окнах и входных дверях, а отток через вытяжную шахту. Постоянный воздухообмен гарантировал низкую влажность воздуха.

## **2. Воздухообмен в помещениях**

В настоящее время все больше жителей домов, а в случаях с общественными помещениями в связи с мероприятиями по энергосбережению, стремятся избавиться от постоянных сквозняков и городского шума, заменяют старые деревянные окна на новые пластиковые или деревянные, но сделанные на высокоточных станках. При монтаже данных окон необходимо помнить, что между окном и внешним откосом стены необходимо устанавливать ПСУЛ — предварительно сжатую уплотнительную ленту либо паропроницаемый герметик, а с внутренней стороны — самоклеящуюся бутилкаучуковую ленту. Эти технологические элементы затрудняют проникновение влаги в оконный откос, но не препятствуют отводу водяных паров из откоса. Установка оконного блока только на монтажной

пене способствует накоплению в откосах влаги и, как следствие, их промерзанию и повышению влажности внутри помещения. Кроме того, для окон разработаны специальные запорные устройства, открывание которых делает возможным доступ уличного воздуха в помещение без открывания створок окна. В этом случае результат известен заранее: герметичное окно наглухо закрывает доступ свежего воздуха и влажность в помещении резко возрастает.

Для восстановления притока воздуха в помещение необходимо либо проветривать его минимум два-три раза в день, либо устанавливать приточную вентиляцию. Устраивать приточную вентиляцию проще и дешевле, чем утеплять стены. При этом, утепление стен не решит проблему появления грибка и не решит проблему воздухообмена. Комната в жилом доме или офисное помещение все-таки должны оставаться комнатой, а не паровой баней. Конструкция окон должна быть с микропроветриванием либо необходимо пересчитать и реконструировать систему вентиляции. Следующее, на что необходимо обратить внимание в жилых домах - это вентиляционная шахта. Нижнее окно этих шахт выводится в помещения туалета и кухни и закрывается декоративной решеткой. Между ванной комнатой и туалетом под потолком располагается отверстие, которое не должно быть закрытым. Работу вытяжной шахты традиционно проверяют зажженной спичкой, поднося ее к решетке. Хорошо работающая вытяжка сильно отклонит пламя, засасывая его внутрь шахты и даже может сорвать пламя и погасить спичку. При неработающей вытяжке пламя не отклоняется или отклоняется слабо. Этому может быть ряд причин. В шахту мог попасть кирпич от разрушенной временем кладки или другой мусор (например, птичье гнездо или сама птица). В любом случае, вентиляционные шахты должны быть вычищены и вентиляция восстановлена. Это лучше, чем утеплять стены.

Кроме этого, при перепланировках квартир, а в последнее время с выведением их в нежилые помещения многие жильцы убирают вытяжные шахты. При этом вытяжные каналы в собственных квартирах оставляют нетронутыми, но перекрывают нижерасположенные этажи.

### 3. Температурно-влажностный баланс стен

Если после установления температуры воздуха в помещении и влажности, а также выявления возможных причин, устранить развитие плесени на стенах не удастся, то следует проанализировать другие возможные причины, связанных со строительной теплотехникой. Но сначала необходимо разобраться с физикой происходящих процессов. Рассматривать прохождение тепла через наружные стены проще, если взять за систему исчисления шкалу температур Цельсия, а теплоту представить в виде векторов. В такой системе начало координат совпадает с нулем градусов, а положительная и отрицательная температуры будут представлены в виде разнонаправленных векторов. В самый холодный период года на наружную стену действуют пара сил количества теплоты: отрицательная с улицы и положительная со стороны помещения. Строительные конструкции, как и всякие другие физические тела, обладают теплосопrotивлением. Разнонаправленные векторы количества теплоты, попадая в толщу стены, встречают на своем пути теплосопrotивление материала и теряют свою силу, постепенно затухая. Таким образом, одна часть стены со стороны улицы, находящаяся в зоне отрицательных температур, промерзает, другая часть, находящаяся в зоне положительных температур, аккумулирует тепло. Известно, что температура наружного воздуха изменчива во времени. Поэтому положение нулевой изотермы в толще стены не имеет постоянного места, эта изотерма перемещается вместе с изменением внешней и внутренней температуры воздуха. В стенах, толщиной более 600 мм имеющих большое теплосопrotивление, векторы количества теплоты затухают самостоятельно. В тонких стенах (при толщине стены 380 мм и менее) они встречаются друг с другом и, имея разные знаки (+/-), либо тоже затухают, либо один вектор становится преобладающим. В случае, когда преобладающим является вектор положительных температур, стена полностью прогревается и вытесняет нулевую изотерму наружу. В этом случае ограждение (стена) становится нагревательным прибором по отношению к улице. Если преобладающим становится вектор отрицательных температур, то изотерма нулевых температур смещается внутрь помещения, стена промерзает насквозь и становится «холодильником» по отношению к помещению. Второе условие, которое необходимо учитывать - температура внутренней поверхности стены не должна

отличаться от температуры внутреннего воздуха более чем на 4°C. Иначе наблюдается дискомфорт пользователя, от стены «тянет холодом», хотя она при этом не промерзает и на ней не появляется грибок. Похожая картина иногда наблюдается после установки пластиковых окон с малым количеством камер. От герметично установленного окна «дует», хотя никаких щелей нет. Просто температура на стеклах окна ниже температуры в помещении более чем на 4°C.

Вне зависимости от изменения теплотехнических норм, расчет стен требуется производить на температуру наружного воздуха самой холодной пятидневки. Эта величина получена в результате многолетних наблюдений за температурными изменениями и занесена в ТКП [1]. Температура внутреннего воздуха также регламентируется нормативными документами [1]. Одновременно с прохождением тепла сквозь стены проходят воздух и водяные пары. Процесс прохождения газов в помещение и из него называется экс- и инфильтрацией воздуха сквозь стены. Он происходит из-за ветрового подпора и из-за разности объемных масс холодного наружного воздуха и теплого внутреннего. Разность эта невелика, поскольку плотность теплого воздуха внутри помещения ненамного отличается от плотности воздуха на улице. Ин- и эксфильтрация имели место быть при установке деревянных окон старого образца, когда воздухообмен сквозь неплотности окон даже учитывался для расчета вентиляции дома. Прохождение воздуха только через материал плотных стен настолько незначителен, что очень мало влияет на воздухообмен помещения.

Гораздо важнее понять прохождение сквозь стены водяного пара. Это называется диффузией водяных паров сквозь ограждающие конструкции. Дело в том, что определенный объем воздуха способен удерживать в себе некоторое количество пара. Так, например, один кубометр воздуха, нагретого до 20°C, может содержать в себе 17,3 грамма водяных паров, что соответствует 100% относительной влажности (см. табл. 1).

Большее количество пара этот объем воздуха при данной температуре не вмещает. При полном насыщении воздуха водяным паром малейшее снижение температуры воздуха превращает водяной пар обратно в жидкость. В природе это хорошо нам знакомое явление — образование тумана. При увеличении температуры воздуха и

неизменном барометрическом давлении его плотность уменьшается и он способен принять еще некоторое количество пара, а при снижении температуры, наоборот, плотность воздуха увеличивается и он вытесняет «лишний» пар.

Совершенно понятно, что в воздухе, например, нагретом до 20°C, в абсолютном значении содержится больше пара, чем в воздухе, остывшем на улице, предположим, до -10°C. В теплом воздухе такой температуры его может содержаться 17,3 грамма, а в холодном только 2,3 грамма при одинаковой 100% относительной влажности.

Таблица 1

Зависимость точки росы от начальной температуры  
и влажности воздуха

Температура воздуха, °С	Относительная влажность, %									
	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%
50	8,3/8	16,6/19	24,9/26	33,2/32	41,5/36	49,8/40	58,1/43	66,4/45	74,7/48	83/50
45	6,5/4	13,1/15	19,6/22	26,2/27	32,7/32	39,3/36	45,8/38	52,4/41	58,9/43	65,4/45
40	5,1/1	10,2/11	15,3/18	20,5/23	25,6/27	30,7/30	35,8/33	40,9/36	46/38	51,1/40
35	4/-2	7,9/8	11,9/14	15,8/18	19,8/21	23,8/25	27,7/28	31,7/31	35,6/33	39,6/35
30	3/-6	6,1/3	9,1/10	12,1/14	15,2/18	18,2/21	21,3/24	24,3/26	27,3/28	30,4/30
25	2,3/-8	4,6/0	6,9/5	9,2/10	11,5/13	13,8/16	16,1/19	18,4/21	20,7/23	23/25
20	1,7/-12	3,5/-4	5,2/1	6,9/5	8,7/9	10,4/12	12,1/14	13,8/16	15,6/18	17,3/20
15	1,3/-16	2,6/-7	3,9/-3	5,1/1	6,4/4	7,7/7	9/9	10,3/11	11,5/13	12,8/15
10	0,9/-19	1,9/-11	2,8/-7	3,8/-3	4,7/0	5,6/1	6,6/4	7,5/6	8,5/8	9,4/10
5	0,7/-23	1,4/-15	2/-11	2,7/-7	3,4/-5	4,1/-2	4,8/0	5,4/2	6,1/3	6,8/5
0	0,5/-26	1/-19	1,5/-14	1,9/-11	2,4/-8	2,9/-6	3,4/-4	3,9/-3	4,4/-2	4,8/0
-5	0,3/-29	0,7/-22	1/-18	1,4/-15	1,7/-13	2,1/-11	2,4/-8	2,7/-7	3,1/-6	3,4/-5
-10	0,2/-34	0,5/-26	0,7/-22	0,9/-19	1,2/-17	1,4/-15	1,6/-13	1,9/-12	2,1/-11	2,3/-10
-15	0,2/-37	0,3/-30	0,5/-26	0,6/-23	0,8/-21	1/-19	1,1/-18	1,3/-17	1,5/-16	1,6/-15
-20	0,1/-42	0,2/-35	0,3/-32	0,4/-29	0,4/-27	0,5/-25	0,6/-24	0,7/-22	0,8/-21	0,9/-20
-25	0,1/-45	0,1/-40	0,2/-36	0,2/-34	0,3/-32	0,3/-30	0,4/-29	0,4/-27	0,5/-26	0,6/-25

В числителе — содержание водяных паров в воздухе (г/м³), еще эту величину называют абсолютной влажностью или парциальным давлением (мм. рт. ст). В знаменателе — температура точки росы (°С).

Но если мы сейчас на небольшой промежуток времени забудем, что этот пар находится в воздухе, то становится совершенно очевидным, что давление водяных паров внутри теплого помещения значительно превышает давление пара на улице. Его в кубометре теплого воздуха находится просто больше, чем в кубометре холодного, что, очевидно приводит к перемещению пара. Перемещение пара называется диффузией. Водяной пар диффундирует

всегда в ту сторону, где ниже температура воздуха, то есть через стены и перекрытия на улицу и в холодные подвалы. Вопреки расхожему мнению о «дыхании» стен, стены в основном «дышат» не воздухом, а паром. Экс- и инфильтрация воздуха через стены тоже имеют место, но в основной своей массе через стены диффундирует пар, а не воздух. Доля инфильтрации воздуха значительно ниже доли диффундирования пара. А воздухообмен помещения нужно обеспечивать эффективной приточно-вытяжной вентиляцией.

В помещении или в квартире, где большую часть года поддерживается температура воздуха выше, чем на улице, абсолютная насыщенность воздуха водяными парами всегда больше его атмосферной насыщенности. Люди выделяют пар дыханием и кожей, кроме того, влажность увеличивается за счет комнатных растений, приготовления пищи, стирки белья, купания и прочих причин. Поэтому пар практически всегда перетекает из помещения наружу и только в летние месяцы он может следовать в обратном направлении, когда воздух в комнатах прогревается меньше, чем воздух на улице. Как уже было выше отмечено, воздух до предела насыщенный паром, при понижении температуры «выдавливает» из себя пар и тот превращается в воду, это называется — выпадением росы. Однако в помещении стопроцентное насыщение воздуха паром бывает редко, часто его относительная влажность бывает гораздо ниже. Например, в помещении при температуре воздуха  $20^{\circ}\text{C}$  и 50% влажности содержится  $8,7 \text{ г/м}^3$  водяного пара (см. табл. 1). Что будет происходить, если температура воздуха будет понижаться? Абсолютное значение содержащегося в воздухе пара останется прежним, его как было 8,7 грамма, столько же и осталось, но при понижении температуры, а следовательно, увеличении плотности воздуха, растет величина относительной влажности. При достижении температуры воздуха примерно  $9^{\circ}\text{C}$  относительная влажность вырастет до 100% и выпадет роса. Тот же эффект будет, если в комнату внести холодный предмет, имеющий температуру ниже  $9^{\circ}\text{C}$ , он покроется росой. А если этим предметом окажется наружная стена? Роса выпадет на поверхности стены, то есть в помещении с нормальной температурой воздуха  $20^{\circ}\text{C}$  и 50% влажности, но с холодными стенами (с температурой внутренней поверхности  $9^{\circ}\text{C}$ ) будет конденсироваться влага. Стены станут увлажняться, что и станет причиной появления грибка.

Температура, при которой выпадает роса, называется температурой точки росы. Эта температура — величина не постоянная и зависит от начальной температуры и влажности воздуха. По таблице 1, зная температуру и влажность воздуха, нетрудно определить какую температуру должна иметь внутренняя поверхность стены, чтобы на ней не появлялась роса. Необходимо отметить, что роса на шершавых и гладких поверхностях выпадает не одинаково. Например, выпадение росы на стене вы можете определить только по косвенным признакам — появлению грибка, а предположим, на зеркале или кафельной плитке ее видно визуально. Роса на стене сразу впитывается в поверхность материала и тем она опаснее, что не сразу заметна для проживающих людей.

Проанализируем далее диффузию водяного пара через стену. Материал стен, кроме теплового сопротивления, обладает еще рядом свойств, одно из которых паропроницаемость. Стены изначально выполняются таким образом, чтобы паропроницаемость росла от внутренней поверхности к внешней. Другими словами, пар, диффундируя в стену, должен сначала встретить слой с низкой паропроницаемостью, затем попадать в слои с более высокой паропроницаемостью. Пар должен с трудом попадать в стену, но уж если он в нее попал, то легко выводиться на улицу. Что будет, если поступить наоборот, сделать для пара легкий вход и затруднить выход? Результат очевиден, в стене он и останется, смачивая и разрушая конструкцию, что происходит в домах с облицовкой наружной поверхности стены керамической плиткой, которая разрушается и падает на землю.

В зимний период года, а именно в это время диффундирование наиболее активно, просачиваясь сквозь стену, пар проходит несколько температурных зон. Попадая в стену с теплой внутренней стороне, он движется к холодной наружной стороне. На пути движения пар остывает и может достичь температуры точки росы. Однако стены жилого дома заранее, еще на стадии разработки проекта, рассчитывались на такой вариант. То есть в течение года пар, превратившийся в воду и смочивший стену в зимний период, должен полностью из нее испариться в атмосферу летом.

Проанализировав движение тепла и водяного пара сквозь стены, необходимо рассмотреть варианты утепления стен.



Расположив утеплитель на наружной поверхности стены, отсекается проникновение в стену теплового потока с отрицательными температурами. Внутренний тепловой поток с положительными температурами при этом прогревает стену и в зависимости от толщины утеплителя отодвигает изотерму с нулевыми температурами к внешней границе стены или в слой утеплителя. Изотерма температуры точки росы также отодвигается к внешней поверхности стены. При условии, что паропроницаемость утеплителя выше, чем паропроницаемость материала стены, водяной пар, диффундирующий через стену из помещения на улицу, беспрепятственно проходит через стену и удаляется в атмосферу. Такой способ утепления закрывает мостики холода в местах опирания плит перекрытия, стыкований внутренних стен с наружными и места установки оконных перемычек. При проведении некоторых дополнительных работ необходимо закрыть мостики холода и на оконных откосах.

При расположении утеплителя у внутренней поверхности стены стена не прогревается изнутри, поскольку тепловой поток из помещения блокируется утеплителем, зато доступ с улицы холодного теплового потока ничем не сдерживается. Стена промерзает насквозь даже при температуре наружного воздуха намного выше температуры самой холодной пятидневки. Более того, из-за установки утеплителя изотерма температуры точки росы чаще всего из тела стены смещается в толщу утеплителя. А такие утеплители, как минеральная и каменная вата и пенопласты (неэкструдированные пенополистиролы) имеют высокие коэффициенты паропроницаемости. Водяной пар, легко проникая сквозь утеплитель, сталкивается с менее паропроницаемым материалом стены (кирпичной кладкой или железобетонной панелью) и скапливается на их поверхностях. На это скопление пара накладывается температура точки росы и пар конденсируется в воду. Поскольку современные утеплители практически не смачиваемые, они не удерживают в себе воду и она скатывается вниз на перекрытие, увлажняя полы и материал отделки стен. А если утеплитель все-таки удерживает в себе воду, то намокание и заполнение воздушных пустот приводит к потере утеплителем своих свойств, то есть он перестает выполнять свои теплоизоляционные функции. Внутреннее утепление крайне недолговечная конструкция. Рано или поздно стены насытятся паром или водой, а та в свою очередь будет превращаться в лед и разрушать материал

стены. На внутренней поверхности стены может появиться грибок, незаметный для жильцов, поскольку будет скрыт под отделкой. Необходимо сразу отметить - утепление стен изнутри помещения чаще всего не снимает проблемы, а наоборот, усугубляет ее. Утеплив стену изнутри, мы решаем узконаправленную задачу и приобретаем целый ряд других проблем.

Воздухообмен помещений рассчитывается как система приточной и вытяжной вентиляции. Приток воздуха осуществляется сквозь микрощели в окнах и дверях и, частично, сквозь стены за счет инфильтрации. Отток — в отверстия вентиляционных шахт, расположенных на кухне и в туалете. Закрыв стены пароизоляцией и установив герметичные окна, мы значительно сокращаем приток воздуха, а вытяжная вентиляция перестает работать в должном объеме — ей нечего вытягивать.

При реализации проектов по наружному утеплению стен не следует путать причину и следствие. Обычно рассуждают так: «у меня стена сырая и поросшая грибком, потому что она промерзает. А промерзает она, потому, что плохо построена, слишком тонкая и не соответствует современным теплотехническим нормам». Это неверное рассуждение. Правильная постановка вопроса звучит иначе: «у меня стена холодная и промерзает от того, что она сырая». И надо сделать все, чтобы она не увлажнялась, устранить внешнее намокание либо обеспечить правильный температурно-влажностный баланс внутри помещения.

Прежде чем разрабатывать мероприятия по утеплению стен, необходимо устранить причины промерзания. Промерзание стены может появиться в результате намокания стены и потери ею теплозащитных свойств из-за разрушения или изначально неправильно сделанной конструкции нижнего примыкания окна. Со стороны улицы место примыкания оконного блока к стене должно быть защищено металлическим отливом, а со стороны помещения подоконником. И отлив, и подоконник устанавливаются с уклоном от окна, а края этих строительных элементов заводятся в боковые откосы стены. Таким образом, атмосферная вода со стороны улицы или влага, сконденсировавшаяся на стеклах и стекающая на подоконник со стороны помещения, должны попадать на наклонные плоскости отлива или подоконника и скатываться с них, не проникая в стену и не смачивая ее. Обе конструкции: подоконник и отлив

в нижней своей части снабжаются капельниками, обеспечивающими отрыв воды; когда этих элементов нет, вода смачивает стену, двигаясь по нижней части отлива или подоконника. Можно натопить помещение и сделать теплой и сухой любую ограждающую конструкцию, например, можно нагреть воздух и в туристической палатке. Вопрос лишь в цене такого отопления. На это и направлены современные теплотехнические нормы — снизить энергозатраты. Но не нужно забывать, что утеплитель не является генератором тепла! Он не утепляет стены, он их изолирует от тепла и холода в равной степени. Сырые стены надо, прежде всего, просушить и обеспечить вентиляцию. Открыть настежь форточки и межкомнатные двери либо поставить окна на микропроветривание. В общем, сделать так, чтобы воздух из комнаты мог беспрепятственно двигаться к вытяжке.

Во всех случаях появления грибка на стенах он должен быть убит специальными противогрибковыми аэрозолями или смывками. Штукатурку в местах прорастания грибка желателно сбить.

Для выявления причин появления сырости внутри помещений также выполняют тепловизионное обследование. При выполнении тепловизионного обследования необходимо отметить что практически во всех случаях выявляются участки с нарушением теплоизоляционных качеств потолочного угла. При выполнении анализа данной проблемы может быть несколько причин нарушения теплоизоляционных качеств потолочного угла.

Наиболее вероятной причиной является нарушение технологии строительства. Величина опирания железобетонных плит перекрытия на стену должна составлять 100–120 мм. А между торцом плиты и стеной должен быть уложен теплоизоляционный материал. При монтаже плит перекрытия в результате строительного брака могла быть увеличена величина опирания плиты, например, плита заходит в стену не на 120, а на 200–250 мм. Теплоизоляционный материал, который должен быть уложен по торцу плит, со временем просел или вообще не был уложен. В результате, край плиты перекрытия попадает в холодную зону стены с отрицательными температурами. Железобетон более плотный материал, чем, предположим, кирпичная кладка, а поэтому он лучше проводит тепло и холод. Такое включение более плотных материалов в менее плотные называется «мостиком холода». По этому «мостику» отрицательный тепловой

поток попадает внутрь помещения — изотерма точки росы выходит на внутреннюю поверхность стены, расположенную непосредственно под плитой и на внутреннюю поверхность самой плиты.

Если грибок, появившийся на плоскости стены не связан с промерзанием перекрытия, то с большой долей вероятности можно утверждать, что смачивание стены происходит через примыкания оконного блока. Нужно внимательно осмотреть отлив со стороны улицы и подоконник со стороны помещения. При необходимости, исправить эти конструкции, а стены просушить. К сожалению, установка оконных отливов без ввода их в наружные откосы стен встречается на абсолютном большинстве домов.

Кроме этого, необходимо заметить, что если подоконник широкий и закрывает радиатор, то нарушается процесс воздухообмена возле окна. Подоконник прерывает «тепловую завесу» и не пропускает теплый воздух к потолочному углу. Возможно, что устранение плесени в углу, образованном потолком и стеной, можно решить простым уменьшением ширины подоконника. Узкий подоконник, не нависающий над радиатором или прикрывающий его наполовину, конечно менее эстетичен, чем широкий, но он не мешает правильному воздухообмену помещения.

Целью утепления должно стать повышение температуры ее внутренней поверхности до нормативной, то есть, по сути, мы должны не утеплить стену, а просто увеличить ее толщину таким образом, чтобы разница температур на внутренней поверхности стены и воздуха внутри помещения оказалась не более 4°C.

### **Выводы:**

Для обеспечения нормальных температурно-влажностных условий в квартирах и офисных помещениях необходимо:

1. Проверять работу всех вентиляционных каналов на кровле, а также в жилых квартирах и помещениях не менее двух раз в год.
2. Проверить возможные варианты самовольного изменения работы системы отопления и вентиляции.
3. Проверить правильность установки новых окон.
4. Проводить разъяснительную работу по обязательному проветриванию квартир, помещений (не менее 2 раз в день, по 30-40 минут), выполнить визуальный осмотр подоконника (он не должен

закрывать радиатор, что приводит к нарушению процесса воздухообмена возле окна).

5. Проверить температуру подачи воды в системе отопления.

6. После выполнения всех данных рекомендаций и не устранению причин появления сырости и плесени рекомендуется рассмотреть вариант тепловой реабилитации стен для снижения энергозатрат.

## ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-2.04-43-2006. Строительная теплотехника. Министерство архитектуры и строительства РБ, Мн.: 2006.– 113 с.

2. ГОСТ 30494-96. Здания жилые и общественные. Параметры микроклимата в помещениях. ГУП ЦПП, М.: 1999, -14 с.

УДК 624.012

## **ПОВЫШЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ ПРОМЫШЛЕННЫХ ТРУБ**

*АНДРЕЮК В.С.*

Брестский государственный технический университет  
Брест, Беларусь

На сегодняшний день, в различных отраслях народного хозяйства многие здания и сооружения, эксплуатируются с некоторой вероятностью возникновения аварийных ситуациях, которые могут привести вплоть до их обрушения.

Для предупреждения возникновения таких ситуаций, а также для возможности оперативно выполнять текущие и капитальные ремонты, требуется выполнять оценку технического состояния многих строительных конструкций, проводить экспертизу промышленной безопасности.

В настоящее время во многих отраслях промышленности используется большое количество промышленных труб предназначенных как для создания тяги, так и для отвода в верхние слои атмосферы и последующего рассеивания вредных газов и газоздушных смесей. Для отвода продуктов сгорания и обеспечения

естественной тяги в топливных агрегатах, промышленные предприятия оборудуют дымовыми трубами, которые препятствуют появлению сажи и угарных газов внутри помещений. Конструкции промышленных труб и материалы их изготовления могут быть разными, но для беспрепятственного прохождения вредных выбросов все они должны иметь гладкие и ровные поверхности внутренних стенок.

Промышленные трубы по материалу и конструктивным особенностям делятся на: кирпичные; монолитные железобетонные; сборные железобетонные; металлические отдельно стоящие трубы и на растяжках; комбинированные (по типу труба в трубе) и вытяжные башни. К наиболее распространенным типам промышленных труб относятся:

а) железобетонные дымовые трубы:

- с футеровкой из глиняного кирпича, с частичной теплоизоляцией и воздушным неветилируемым зазором;
- с футеровкой из глиняного кирпича, теплоизоляцией из минераловатных матов или полужестких плит, прижимной стенкой;
- с футеровкой из кислотоупорного кирпича, минераловатной теплоизоляцией, прижимной стенкой и неветилируемым зазором;
- с монолитной футеровкой из полимерцементного и полимерсикатного бетона;
- с вентилируемым зазором между стволом и футеровкой;
- с внутренними металлическими газоотводящими стволами (МГС) и теплоизоляцией наружной поверхности МГС;
- с внутренним стволом из композитных материалов (стеклопластик, стеклоуглепластик, стеклофаолит);
- дымовые и вентиляционные сборные железобетонные трубы из специального бетона.

б) кирпичные дымовые трубы:

- с кирпичной футеровкой и теплоизоляцией в нижней части трубы;
- с кирпичной футеровкой по всей высоте ствола и теплоизоляцией нижней части ствола и воздушным неветилируемым зазором;
- с кислотоупорной кирпичной футеровкой и теплоизоляцией по всей высоте трубы.

Кирпичные дымовые трубы возводились в основном без футеровки или с футеровкой из глиняного кирпича. Значительно реже

встречаются дымовые трубы с футеровкой из кислотоупорного кирпича, выполненной после капитального ремонта. Зазор между футеровкой и стволом трубы может быть воздушным неventedруемым или заполняться котельным шлаком или минераловатными плитами. Ствол кирпичной трубы состоит из поясов, имеющих различную толщину стенок. Высота каждого пояса находится в пределах 12-15 м. Переход от одного пояса к другому выполняют путем уменьшения толщины кирпичной кладки на полкирпича с образованием уступа с внутренней стороны. Кирпичные трубы обычно не превышают высоту 120 м. Для безопасной эксплуатации кирпичной дымовой трубы на ствол устанавливают стяжные кольца с шагом 0,7...1,5 м. Промышленные трубы в сечении бывают круглыми, многоугольными и овальными. Чтобы определить основные параметры размеров промышленных труб, в каждом конкретном случае необходимо выполнить расчеты, которые должны учитывать следующие данные:

- выявить особенности эксплуатации;
- учесть климатические условия региона;
- определить аэродинамические нагрузки;
- определить теплотехнические условия;
- обратить внимание на особенности топливных агрегатов;
- соответствие экологическим нормам.

Особое значение вызывает состояние кирпичных и железобетонных труб, в связи с их возрастом, который в настоящее время составляет 50...55 лет, а в некоторых случаях гораздо больше. Кирпичные трубы эксплуатируются с конца XIX в. На ТЭЦ-2 Ленэнерго до сих пор эксплуатируются две дымовые трубы высотой по 60 м, введенные в эксплуатацию в 1898-1899 гг..

При выполнении работ по оценке технического состояния промышленных дымовых труб на различных предприятиях были выявлены характерные дефекты труб, на которые необходимо обратить внимание.

Кроме этого, необходимо отметить, что к появлению большинства дефектов приводит изменение температурно-влажностных режимов эксплуатации, что характеризуется снижением температуры газов и повышением их влажности. Это связано в первую очередь с ужесточением требований к экономии используемого топлива, а также более глубокой очистке отводимых газов.

Таблица 1

## Характерные дефекты промышленных труб

Конструктивные элементы трубы, наиболее подверженные повреждению при длительном отключении	Характерные повреждения трубы
1	2
1. Железобетонные монолитные трубы 1.1. Ствол	Карбонизация бетона от воздействия внешней среды, коррозия арматуры вследствие карбонизации Раскрытие вертикальных трещин в бетоне по ходу арматурных стержней при их коррозии, отслоение и обрушение защитного слоя бетона Повреждение оголовка трубы с обрушением чугунных звеньев колпака из-за «роста» футеровки вследствие кристаллизации накопленных сульфатов при переменной влажности кладки Сернокислотная коррозия бетона ствола Глубокое разрушение, вплоть до образования сквозных отверстий в бетоне ствола ниже оголовка трубы Размораживание бетона в неплотных швах бетонирования
1.2. Футеровка  1.3. Теплоизоляция  1.4. Фундамент  1.5. Металлоконструкции лестницы, светофорных площадок, молниезащиты	Разрушение консолей внутри ствола из-за сернокислотной коррозии бетона Обрушение футеровки из-за снижения прочности раствора кладки от сернокислотной коррозии Образование кольцевых и локальных выпучин вследствие сульфатации раствора кирпичной кладки под воздействием атмосферной влаги, вплоть до потери устойчивости звеньев футеровки Потеря защитных качеств минераловатной теплоизоляции из-за разрушения волокнистой структуры материала Обрушение фрагментов кладки футеровки Нарушение отстойки, сопровождающееся локальным обводнением основания, креном трубы из-за снижения несущей способности основания Потеря защитных качеств антикоррозионного покрытия, коррозия металлоконструкций из-за несвоевременного восстановления покрытий. Недопустимый износ металлоконструкций



2. Кирпичные трубы	
2.1. Ствол	Повреждение оголовка трубы Разрушение цементного отлива, развитие пустошовки, повреждение кирпича лещадкой, образование вертикальных и горизонтальных трещин Крен верхней части ствола из-за сульфатации кирпичной кладки, потеря прочности кладки, торообразная деформация ствола между стяжными кольцами, повреждение стяжных колец
2.2. Металлоконструкции ствола дымовой трубы	Потеря защитных качеств антикоррозионного покрытия, коррозия металлоконструкций из-за несвоевременного восстановления покрытий Недопустимый износ металлоконструкций, разрыв стяжных колец
2.3. Футеровка	Образование кольцевых и локальных выпучин вследствие сульфатации раствора кирпичной кладки под воздействием атмосферной влаги, подпор и разрушение слезниковых поясов Обрушение фрагментов кладки футеровки
3. Металлические трубы	
3.1. Ствол с растяжками	Нарушение антикоррозионной защиты и коррозионный износ металлоконструкций трубы и растяжек, потеря несущей способности и устойчивости ствола трубы
3.2. Ствол в башне	Потеря защитных качеств антикоррозионной защиты металлоконструкций ствола и башни трубы

Определяющим фактором разрушения строительных конструкций железобетонных и кирпичных стволов труб при удалении дымовых газов от котельных установок, работающих на природном газе является их размораживание. При сжигании природного газа, содержащего до 90% метана, образуется приблизительно 20% по объему водяных паров. Температура точки росы продуктов сжигания природного газа равна 55-60<sup>0</sup>С.

При сложившейся в последние годы тенденции снижения нагрузок на энергоблоках и объема эвакуируемых через трубу дымовых газов снижаются их скорость, коэффициент конвективного переноса тепла к футеровке, ее температура и повышается вероятность или усиливается процесс конденсации. Заметное влияние такого фактора проявляется при скорости газов в устье трубы менее 6м/с. В дымовых трубах при скорости газов ниже 6 м/с коэффициент теплоот-

дачи со стороны газов  $\alpha_{\text{вн}}=2,32-5,8$  ккал/(м<sup>2</sup>×ч×°С) вместо 11,6-34,8 ккал/(м<sup>2</sup>×ч×°С) при скорости дымовых газов 6-20м/с.

Соответственно при низкой температуре (до 100°С) поступающих в трубу дымовых газов и низкой скорости (до 6 м/с) температура внутренней поверхности трубы становится ниже температуры точки росы. При этих условиях происходит образование конденсата внутри трубы. Происходит фильтрация конденсата и насыщение влагой футеровки, теплоизоляции и кладки или бетон ствола. В зимний период происходит замерзание влаги, что вызывает разрушение ствола трубы и через лет эксплуатации труба приходит в аварийное состояние.

Дымовая труба является ответственным инженерным сооружением, работающим в чрезвычайно тяжелых условиях высоких ветровых нагрузок, температуры и агрессивного воздействия дымовых газов. Учитывая, что средний возраст кирпичных дымовых труб превышает 50 лет, следует уделять безопасности труб самое пристальное внимание. Дымовые трубы большой высоты, как и другие высотные сооружения, находятся под непрерывным действием высокотемпературных агрессивных газовых потоков и внешних природных факторов, снижающих расчётный срок службы дымовых труб. Среди причин, вызывающих накопление дефектов и снижение несущей способности конструкций, кроме естественного старения качества строительного материала, наиболее важными являются многоцикловая усталость, хрупкое разрушение и ползучесть. Надёжность работы любой производственной системы определяется совокупностью надёжностей составляющих звеньев технологического процесса. От эксплуатационной надёжности дымовых труб во многом зависит бесперебойная работа промышленных предприятий. Дымовые трубы промышленных предприятий – металлургических, нефтехимических, газоперерабатывающих и других заводов – являются конечным звеном технологических процессов, и выводу их из эксплуатации, как правило, приводит к остановке всего технологического процесса. Наиболее повреждаемыми конструкциями промышленных труб являются:

- несущий ствол в верхней трети высоты;
- верхние и нижние яруса футеровок;
- подземные конструкции стволов и газоходов;

- навешенные металлоконструкции.

Отказ в работе дымовых труб напрямую связан с нарушением режимов при их эксплуатации, практически полным отсутствием технического надзора, недооценкой важности и своевременности проведения технических диагностических мероприятий. В тоже время выход из строя дымовых труб может привести не только к остановке производства с большими экономическими потерями. На практике нередко проводится техническое обследование дымовых труб, которые уже находятся в предаварийном состоянии. Причём даже в таких случаях промышленные предприятия с трудом решают психологические и экономические проблемы, связанные с выполнением работ по оценке их технического состояния.

Дымовые трубы промышленных предприятий представляют собой сложные дорогостоящие высотные инженерные сооружения, которые подвергаются не только значительным ветровым и температурным воздействиям из вне, но и испытывают воздействие агрессивных высокотемпературных газов, движущихся внутри трубы.

При выполнении работ по оценке технического состояния дымовых труб было установлено, что уже после 2...3 лет эксплуатации дымовой трубы при сжигании другого вида топлива выявлены участки конденсата на наружной поверхности ствола с отложениями солей и образованием зимой наледей в верхней части дымовой трубы. Анализ режима эксплуатации дымовых труб при сжигании топлива показал, что объемы отводимых дымовых газов менялись в зависимости от времени года и не превышали даже половину проектной нагрузки.

Анализ технической документации на промышленные трубы, которые ведутся на предприятиях, свидетельствует о том, что в большинстве случаев для оценки технического состояния ограничиваются чаще всего визуальным осмотром наружной поверхности ствола с ходовой лестницы или со световых площадок. Выполнение работ по детальной оценке технического состояния происходит, как правило, когда уже возникает аварийная или предаварийная ситуация и когда уже необходимо заниматься устранением последствий разрушающихся конструкций для предотвращения полного обрушения промышленных труб, а не разработкой мероприятий по поддержанию промышленных труб в состоянии эксплуата-

ционной пригодности.. Внутреннее обследование состояния кирпичной футеровки дымовых трубы показало наличие многочисленных следов подтеков конденсата, интенсивность которых растет с увеличением отметок по высоте. Начиная с отметки 120 м и выше, подтеки конденсата наблюдались по всему периметру. Стекающий водяной конденсат вымывает жидкое стекло из кислотоупорной обмазки внутренней поверхности кладки, а также размывал сам кислотоупорный раствор кладки. В верхней части футеровочных барабанов (район консолей) пустошовка в кладке достигла до 50 % длины швов. Проведенный расчет коэффициента фильтрации футеровки показал, что ее газоплотность в 2,5 раза меньше нормативной.

Наиболее характерные дефекты внутренней поверхности кирпичных дымовых труб представлены на рис. 1.

Возникновение и развитие дефектов дымовых труб происходит из-за недостатков их проектирования, строительства и эксплуатации.

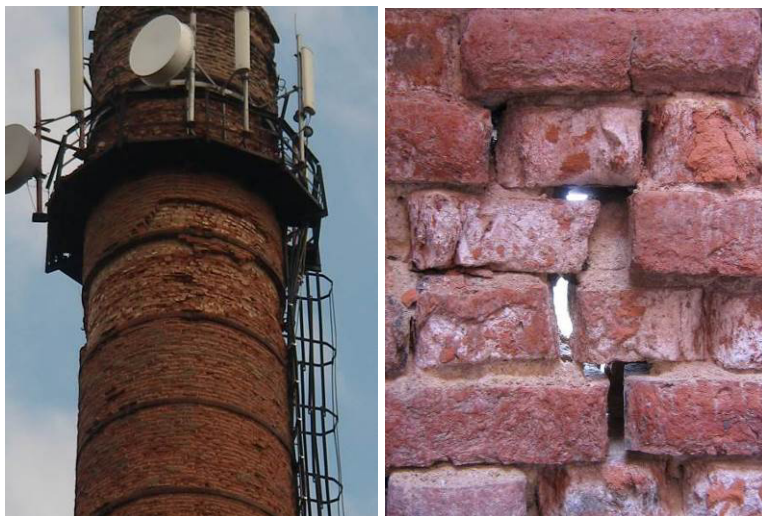


Рис. 1. Характерные дефекты кирпичных труб

К недостаткам проектирования следует отнести:

- несоответствие технических характеристик дымовой трубы и подключенных к ней котлов, в результате чего в стволе дымовой

трубы образуется избыточное давление или конденсат из-за низкой температуры дымовых газов;

- использование в конструкциях дымовых труб строительных материалов и составов, не обладающих достаточной стойкостью к агрессивному воздействию дымовых газов, образующихся при сжигании топлива с высоким содержанием сернистых соединений, например мазута.

К недостаткам строительства следует отнести:

- отступление от проектных требований и нарушение технологии производства;

- некачественное выполнение бетонных и футеровочных работ;

- несоблюдение требований по обеспечению прочности и морозостойкости бетона ствола;

- нарушение схемы вентиляции воздушного зазора.

Основными недостатками эксплуатации дымовых труб являются их несвоевременные профилактические ремонты и реконструкция при изменении режима работы дымовых труб при переводе их на сжигание другого вида топлива (в случае, если ствол выполнен из неапатостойких материалов).

### **Выводы:**

Для обеспечения длительной и надежной работы промышленных дымовых труб необходимо осуществлять следующие основные мероприятия:

1. Строго соблюдать предусмотренные проектом температурно-влажностные режимы эксплуатации трубы.

2. Организовать мониторинг за появлением конденсата во внутренней части трубе, а также на наружной поверхности.

3. При изменении условий эксплуатации дымовых труб (замена вида сжигаемого топлива, что нередко практикуется на многих котельных в настоящее время) необходимо выполнять поверочные расчеты.

4. Периодически, (не реже 1 раза в 5 лет) осуществлять отбор проб футеровки, а при необходимости и несущего ствола, для определения степени их сульфатизации и разрушений, а также для установления изменения прочностных характеристик несущих конструкций.

## ЛИТЕРАТУРА

1. ТП 907-2-207. Труба дымовая кирпичная (H=45 м, d<sub>о</sub>=1,5м) с подземным примыканием газоходов для котельных установок. Альбомы 1 и 2. Ввод в действие 05.05.1978 г
2. Шпайдель К. Диффузия и конденсация водяного пара в ограждающих конструкциях (Пер. с нем. В.Г.Бердичевского. Под ред. А.Н.Мазалова). М.:СИ, 1985.- 48 с.

УДК 69. 059(476)

### **ИССЛЕДОВАНИЕ ЖИЛЫХ ДОМОВ, РАСПОЛОЖЕННЫХ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ В СОЛИГОРСКОМ РАЙОНЕ**

*БОСОВЕЦ Ф.П., ЛОВЫГИН А.Н.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

По просьбе сотрудников УКСа ООО «Горняк» были обследованы одноэтажные многоквартирные жилые дома из ячеистых бетонов в агрогородке Жабин по улице Победы в Солигорском районе Минской области. Все дома поселка Жабин расположены на подрабатываемых территориях рудоуправления №2 ОАО «Беларуськалий». Большинство домов было смонтировано в 2007 году, а с 2010 года по несущим и самонесущим стенам стали развиваться сквозные вертикальные и горизонтальные трещины. По конструктивной схеме все дома с продольными внутренними и наружными стенами, без подвалов, но с чердачной крышей. В качестве чердачного перекрытия использованы многопустотные плиты длиной 3,6м шириной 1,2 и 1,5м безопалубочного формования. По объемно-планировочному решению дома типовые, прямоугольного очертания в плане с размерами по разбивочным осям 7,75x10,0м, высота этажа 3,6м. Каждый жилой дом представляет собой 3-х комнатную квартиру с кухней, коридорами, санузлом, котельной и ванной.

Несущие стены наружные располагаются по осям «А» и «В», внутренняя по оси «Б». Наружные стены выполнены из ячеистых

блоков (газосиликата) толщиной 300мм и облицованы с внешней стороны силикатным кирпичом толщиной 120мм. Внутренняя несущая стена выполнена из силикатного кирпича толщиной 250мм. Над чердачным перекрытием смонтирована деревянная стропильная система, в которой предусмотрено одно мансардное помещение. Кровля шиферная по обрешетке из досок толщиной 25мм. Полы в жилых помещениях деревянные дощатые по лагам, уложенным на кирпичные столбики сечением 250x250мм.

Из опроса владельцев домов и специалистов ОАО «Горняк» было установлено, что процесс шахтных выработок (штреков) под жилым поселком агрогородка начался с 2009года, а просадки поверхности грунта проявились с 2010года. А исходя из многолетних наблюдений и исследований интенсивная просадка поверхности земли происходит в течение первых 3-х лет, затем несколько замедляется, но продолжается.

Рассматривая трещинообразование в стенах одного из типовых домов агрогородка Жабин. Было установлено, что в самонесущих стенах по осям «1» и «2» зафиксировано большое количество сквозных трещин с шириной раскрытия от 1мм до 10мм. В большинстве трещины имеют вертикальный характер развития и выходят на оконные проемы.

В цокольной части стен трещины располагались горизонтально с шириной раскрытия 1-5мм. Интенсивное трещинообразование в стенах по осям «1» и «2» объясняется их низкой жесткостью из-за ослабления их оконными проемами. По ориентации эти стены располагались по краям просадочной канавы.

Несущие наружные стены дома по осям «А» и «В» по характеру трещинообразования отличаются от ранее упомянутых. Здесь трещины строго вертикальный характер и располагались параллельно с шириной раскрытия внизу 1,0мм, а вверху 0,5мм. Ориентация этих стен к просадочной канаве взаимно перпендикулярная.

Под стенами дома фундаменты выполнены ленточными из монолитного бетона толщиной 400-450мм с подушками толщиной 300мм и шириной 600мм. Глубина заложения фундаментов от поверхности грунта 1,5м. В фундаментах зафиксированы трещины, но их количество значительно меньше, чем в наземной части стен, т.к. жесткость фундаментов более высокая.

Изучая и анализируя характер расположения трещин, места их образования, длину распространения и ширину раскрытия, можно констатировать о наличии определенных закономерностей:

1. Наиболее интенсивное трещинообразование проявляется в менее жестких стеновых конструкциях, ослабленных оконными проемами.

2. Доминирующей причиной трещинообразования являются просадки поверхности земли на подрабатываемых территориях. Просадки грунта четко проявились на асфальтовом покрытии дорожного полотна проезжей части улицы в 7-8м от жилых домов. Просадки здесь составили 250-300мм. Видимо, здесь давление грузового транспорта вызывало дополнительное воздействие и увеличивало просадки грунта.

3. Известно, что просадки земной поверхности проявляются над проходками подземных выработок, которые располагаются по различным географическим азимутам. Учеными установлено, что проходки расположенные по направлениям географических меридианов быстрее подвержены деформационным просадкам и причиной чему является суточное вращение земли, проявляющееся кориолисовым ускорением.

4. Не маловажным фактором в образовании многочисленных трещин в стенах домов на просадочных грунтах является низкая прочность газосиликата.

5. В типовых домах расположенных вне зон проходок грунтов никаких деструктивных процессов не обнаружено.

В подземных выработках для предотвращения их обрушения форма сечения их принимается сводчатой и используются дополнительно деревянные крепи.

На Солигорском калийном комбинате выработки залегают на глубине 400-900м. Дорога к выработкам проходит вертикально вниз через земную толщу и называется шахтным стволом. По шахтному стволу на мощных стальных канатах бесперебойно ходят огромные чаши-скипы для подъема руды и пустой породы и также металлические плети-лифты для доставки людей и техники в забой-выработку. В стволах прокладываются силовые кабели для подачи электроэнергии, телефонная связь, трубы для подачи свежего воздуха, откатки грунтовых вод. Шахтный ствол имеет диаметр 7 метров и монтируется из чугунных тубингов с толщиной стенок 60мм



со свинцовыми прокладками толщиной 2мм. Расстояние между шахтными стволами принимается 150-200м. Если при аварии один ствол заполняется водой (в случае прорыва подземной линзы или озера), то другие стволы должны быть изолированы, т.к. через них производится эвакуация шахтеров.

Опыт Солигорских шахт показывает, что до отметки 350м глубины залегают пески с включениями гравия и валунов, имеются прослойки ленточной глины, суглинков и слабоцементированные известяки и песчаники. Ниже отметки 350м залегают соленосная свита, представленная чередованием пластов каменной и калийной солей, глин, мергелей с прослойками доломитовых известняков. Общая мощность пород соленосной свиты от 223м до 533м, в которой пласты каменной и калийных солей составляют толщину от 5 до 21метра.

Каждый комбинат имеет свои шламохранилище и солеотвалы, занимающие площадь в десятки квадратных километров. Подача солевых отходов с промплощадок производится по подвесным понтонным дорогам или транспортерным лентам. Высота солеотвалов к настоящему времени составляет 115м. Шламохранилища ограждены железобетонными дамбами высотой 18м. На период 2002года в солеотвалах рудников ПО «Беларускалия» находилось свыше 500 миллионов тонн галитовых отходов и 66 миллионов тонн глинисто-солевых шламов. Складирование на поверхности земли в значительных объемах отходов обогащения сильвинитовых обогатительных фабрик в твердых солестволах и в пульпообразных солевых шахтах в шлпмохранилище вызывает негативное изменение свойств ландшафта, потери сельскохозяйственных земельных ресурсов, нарушение эстетической ценности ландшафтов, а ветровая эрозия отходов, пылегазовыбросы и испарение рассолов на больших площадях шламохранилищ приводит к изменению в регионе микроклимата, ухудшение условий проживания местного населения и со временем приведет к опустыниванию всего Приприпятского региона Республики Беларусь.

## **О ПРИЧИНАХ АВАРИИ ПРИ ДЕМОНТАЖЕ ДЫМОВОЙ ТРУБЫ КОТЕЛЬНОЙ В Г.П «НОВЫЙ ДВОР»**

*ЛОВЫГИН А.Н., МАДАЛИНСКИЙ Г.Г., БОСОВЕЦ Ф.П.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Это случилось в 1997 году с летальным последствием для исполнителей демонтажа трубы, что ставит эту тему в разряд актуальных. Предотвратить подобные случаи в настоящем и будущем задача настоящей публикации.

Существовавшее здание котельной с дымовой трубой 60 м перестало удовлетворять функциональным требованиям и территории с прилегающими коммуникациями. Они перешли в подчинение из коммунальных служб к собственнику территории. При этом, возник вопрос о демонтаже ствола дымовой трубы, как конструкции, не отвечающей требованиям надёжности, функциональной пригодности и территориальной принадлежности в эксплуатируемой зоне.

При демонтаже сооружения произошла авария, повлекшая человеческие жертвы. Что способствовало причинам аварии? Ответ на этот вопрос дадим ниже.

На практике, кирпичные или железобетонные дымовые трубы принято демонтировать путём постепенной разборки кладки ствола сверху, если же позволяют условия, трубу обрушивают в определенном направлении валкой с подружкой или взрывают. Разборка трубы является наиболее трудоёмким мероприятием. Наиболее эффективным способом демонтажа является подрыв конструкции в определённых зонах, однако, в этом случае следует учитывать наличие свободного пространства для валки и отсутствия в окружении сооружения близкорасположенных объектов.

Для демонтажа трубы были привлечены исполнители, не обладающие практическим опытом, а главное, не было произведено обследование технического состояния конструкций самого сооружения.

Демонтаж решили выполнять путём вырубки гнёзд в основании кирпичной кладки трубы, в зонах предполагаемой валки с заполнением их деревянными и просмоленными вкладышами, которые в дальнейшем должны были быть подожжены. Таким образом, конструкция в условиях работы внецентренного сжатия должна была обрушиться. Обрушение произошло внезапно. Ранее такой метод применяли крестьяне при валке печных труб в условиях домостроя, что эффективно, но не применимо в промышленных масштабах.

Однако, как было сказано выше, работы по обследованию состояния конструкций сооружения до демонтажирования на производились.

По результатам исследования причин аварии, выполненные доцентами кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» БНТУ Ловыгиным А.Н. и Мадалинским Г.Г. при изучении сохранившихся фрагментов конструкции сооружения было установлено, что в процессе длительной эксплуатации имело место значительное выветривание кладочного раствора в вертикальных и горизонтальных швах кирпичной кладки. При многократном переменном воздействии ветровой нагрузки в кладке возникают процессы виброползучести, когда образовавшиеся в ней трещины имеют тенденцию к распространению, что приводит к ослаблению сечений. Это в целом значительно снижало её прочность, которая вместе с тем была неодинаковой по периметру ствола. Без учёта этих данных фактического состояния кладки принято было решение по демонтажу трубы.

Основной причиной случившейся аварии, повлекшей человеческие жертвы, было названо привлечение собственниками объекта к работе по демонтажу трубы неквалифицированных исполнителей. Кроме того, комиссией были выявлены следующие нарушения:

1. Не было проведено обследование состояния элементов строительной конструкции трубы;
2. Отсутствовал проект на производство демонтажных работ;
3. У исполнителей отсутствовали наряд-допуски на производство работ, повышенной опасности;
4. Нарушение правил техники безопасности при производстве работ и отсутствие контроля руководства заказчика.

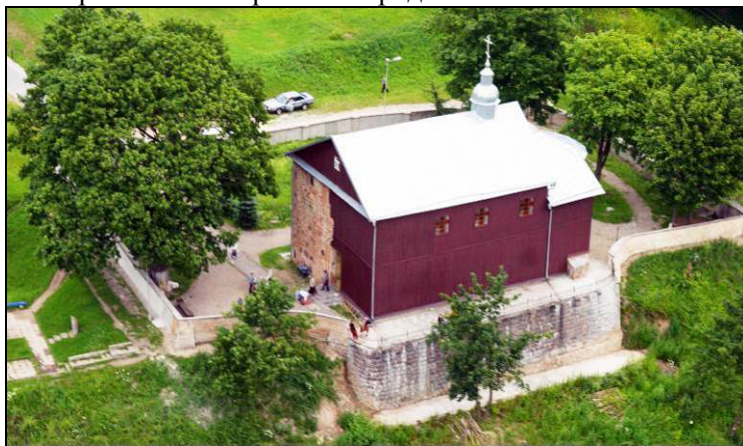
## **К ВОПРОСУ ОЦЕНКИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ БОРИСО- ГЛЕБСКОЙ (КОЛОЖСКОЙ) ЦЕРКВИ**

*ЗВЕРЕВ В.Ф., ПЕЛЮШКЕВИЧ А.И., КАЗАЧЕНКО Н.Я.*  
Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

В апреле – мае 2015 года авторами статьи было выполнено обследование строительных конструкций (чердачного перекрытия, кровли, наружных стен) здания Прихода храма святых мучеников благоверных князей Бориса и Глеба в г. Гродно, ул. Коложа, 6.

### **Краткая историческая справка**

Исследуемый объект – Борисо-Глебская (Коложская) церковь расположена на правом берегу реки Неман в Каложском парке, в черте исторической застройки г. Гродно.



К настоящему времени никакого сомнения не вызывает датировка времени постройки храма – 80-е годы XII века. Доказано существование оригинальной Гродненской архитектурной школы XII века, особенности которой описаны в многочисленных публикациях последнего времени.

Храм был разрушен во время оползней 1853, 1864 и 1889 годов, восстановлен в 1898-1911 годах.

На территории, на которой располагается Борисо-Глебская церковь, по меньшей мере, с XV века функционировал мужской православный монастырь, позже униатский, а затем, недолго снова православный монастырь.

Первоначальные описания и инвентари храма до 1738 года видимо утеряны. До сих пор основным источником по истории храма была Хроника игумена И. Кульчынского.

Дополнительные штрихи в историю храма внесли исследования В. Грязнова, П. Покрышкина, М. Валицкого, Ю. Иодсковского, Н. Воронина, О. Трусова, В. Слюнченки, В. Глинника и др. Самый полный список библиографии темы до 1886 года хранится в национальном архиве РБ в Гродно.

В период с сентября 1939 года по 90-е годы XX века Коложская церковь не функционировала, какие-либо серьезные ремонтные работы по храму не производились. В 60-е годы XX века храм был передан на баланс Гродненского Государственного Историко-Археологического музея, а с 1978 года на баланс Республиканского Музея Атеизма и Истории Религии.

Первые исследовательские работы по состоянию храма были проведены минскими специалистами в 1979 году.

В 80-е годы XX века по храму производились археологические и искусствоведческие исследования под общим руководством О.А. Трусова. Архитектурно-искусствоведческими аспектами во время этих исследований занимался В.Г. Слюнченко. Для данного исследования важно, что в этот период была снята штукатурка с внутренней части северной стены и колонн, обнаружены остатки фресок и проведена консервация плинфы.

С 1991 года усугубились оползневые процессы в толще Коложского берега, возможно имело место просадка карстовой полости.

В 1993-1995 годах была предпринята первая попытка произвести укрепление Коложского берега, в которой принимали участие и французские специалисты.

В 2000-2005 годах успешно произведены работы по укреплению Коложского склона, что дало возможность приступить и к проектным работам по реставрации непосредственно храма.

В 2007 году специалистами УП «Институт ГРОДНОГРАЖДАНПРОЕКТ» был разработан строительный проект «Реконструкция с ремонтно-восстановительными работами здания историко-культурной ценности Республики Беларусь (XII-XIX век) Борисоглебской (Коложской) церкви в Коложском парке в г. Гродно (объект №218.07-00)».

### **Краткая техническая характеристика здания**

Здание Борисо-Глебской (Коложской) церкви - построено в XII веке и расположено в черте исторической застройки г. Гродно.

Здание церкви – сложной формы в плане, выполненное из природного и искусственного каменного материала и древесины. Максимальные размеры здания в плане составляют 21.75x13.25 м; высота (относительно уровня наружной планировки) – 13.3 м.

Здание имеет жесткую конструктивную схему, состоящую из продольных и поперечных несущих стен, связанных дисками покрытия и чердачного перекрытия.

Со стороны здания по оси «З» расположен крутой склон, выполнена подпорная стена. Прилегающая к зданию территория благоустроена и озеленена. Площадки и проезды облицованы бетонной тротуарной плиткой.

Прилегающая к зданию церкви территория огорожена монолитным бетонным забором высотой 1300..1600 мм.

### **Результаты и анализ натурного исследования**

Кровля здания – фальцевая, выполнена из листов оцинкованной кровельной стали, уложенных на деревянную обрешетку из брусков 50x50 мм, шаг – 320..350 мм. Соединение смежных листов на скате осуществляется стоячими и лежащими фальцами. Крепление листов к обрешетке выполнено при помощи кляммеров (полосок кровельной стали).

Техническое состояние кровли здания оценивается как удовлетворительное (II категория технического состояния). Кровельное покрытие обеспечивает защиту конструкций и помещений здания от атмосферных осадков. В ходе натурного обследования мест сквозных протечек кровельного покрытия не обнаружено.

Водосток с кровли – наружный организованный, через желоба и водосточные трубы из оцинкованной кровельной стали. Карнизы образованы путем выступа за плоскость наружных стен элементов

стропильной системы. Вылет карнизов составляет 500...600 мм, нижняя поверхность подшита обрезной доской.

Фронтоны по торцам здания - деревянные.

Доступ в чердачное пространство осуществляется через люк, устроенный в чердачном перекрытии.

В качестве несущих конструкций покрытия здания применены деревянные стропила.

Стропильные ноги выполнены из бруса сечением 130x180(h) мм. Средний шаг стропил составляет 2470 мм. Для увеличения жесткости стропильных ног установлены затяжки – 130x150(h) мм.

В нижней части стропила опираются на деревянные балки чердачного перекрытия, в верхней части стропила опираются на прогоны 150x175(h) мм. Прогоны, в свою очередь, опираются на стойки 125x175 мм, установленные с шагом 2090..2850 мм. По длине прогоны стыкуется вполдерева в местах с нулевым моментом, образуя консольно шарнирную систему. Для обеспечения продольной устойчивости прогоны подкреплены подкосами сечением 130x175(h) мм.

Угол наклона стропил составляет 32..35°.

Элементы стропильной системы здания соединены друг с другом одинарным глухим шипом впотемок, вполдерева и местами дополнительно скобами из круглой стали Ø12..14 мм.

Элементы стропильной системы обработаны огнебиозащитными составами, однако необходимо отметить, что за длительный период эксплуатации, обработка утратила свои защитные свойства.

Техническое состояние деревянных элементов стропильной системы здания оценивается как неудовлетворительное. В ходе натурного исследования были выявлены следующие дефекты:

- расстройство узлов опирания прогонов на стойки;
- трещины в древесине элементов стропильной системы;
- расстройство узлов опирания стропил на деревянные балки чердачного перекрытия по оси «З»;
- деструкция древесины (труха); энтомологические поражения древесины балок (разрушение насекомыми);
- отклонение от вертикали на 65..70 мм стоек стропильной системы.

Чердачное перекрытие здания утепленное, по деревянным балкам.

В направлении цифровых осей здания уложены главные балки перекрытия сечением 250x300(h) мм. Балки опираются на наружные кирпичные стены и внутренние кирпичные столбы. Понизу балок устроен сплошной настил из необрезных досок 180..200x40(h) мм и подшивной потолок из вагонки.

Поверху главных балок, вдоль буквенных осей здания уложены второстепенные балки перекрытия сечением 200x250(h) мм. Шаг второстепенных балок – 2090..2850 мм

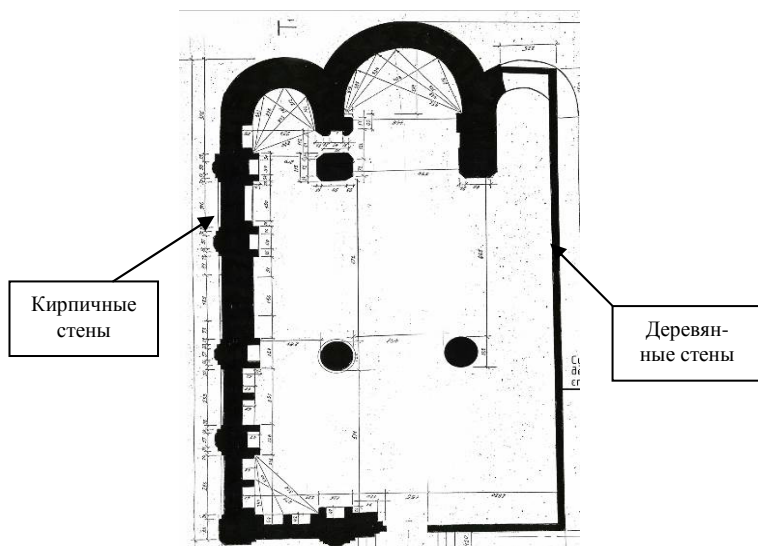
Поверху второстепенных балок устроен сплошной настил из необрезных досок 180..200x40(h) мм, выполнена пароизоляция из одного слоя рубероида и уложен слой теплоизоляции из рулонированной стекловаты  $\delta=50$  мм. По слою теплоизоляции уложена полиэтиленовая пленка.

Техническое состояние деревянных балок чердачного перекрытия здания оценивается как неудовлетворительное. В ходе натурного обследования были выявлены следующие дефекты:

- расстройство узлов опирания стропил на деревянные балки чердачного перекрытия по оси «3»;
- разрушение опорных частей балок;
- энтомологические поражения древесины балок (разрушение насекомыми);
- биологические поражения древесины балок (гниение).
- устройство поверху конструктивных слоев чердачного перекрытия сплошного покрытия из полиэтиленовой пленки;
- сверхнормативные деформации (прогибы) главных балок чердачного перекрытия.

Наружные стены здания выполнены кирпичными, частично деревянными.





Расчетная толщина наружных кирпичных стен здания составляет 600..1000 мм. Стены выполнены из искусственных и природных каменных материалов. В качестве искусственных каменных материалов применен кирпич-плинфа, традиционный для древнерусского зодчества этого периода. Ю. Иодковским выделено три типа плинфы:

- плоская коробчатая плинфа следующих основных размеров: 250x165x38 мм; 265x170x32 мм; 270x168x35 мм; 277x160x40 мм; 283x175x37 мм; 295x165x45(38) мм;
- для пилястр снаружи и для алтарной части внутри была применена плинфа с одной стесанной или закругленной стороной специальной формовки;
- для надоконных наличников была применена плинфа специальной формовки малого размера, закругленная.

Цвет плинфы варьируется от красного (темно-оранжевого) до желтого.

Кирпичная кладка стен порядовая, со швом связующего, иногда превосходящим толщину кирпича. Раствор – известковый, с примесью кирпичной крошки, мелко рубленной соломы и угольков; последние могли попасть в известь при ее обжиге. Перевязка швов соблюдается относительно. Внутренняя полость стен частью заполнена кирпичным ломом и мелкой булыгой, так что система кладки в

целом носит характер промежуточный между сплошной кирпичной и полубутовой кладкой.

Отличительной особенностью кирпичных стен здания Коложской церкви является наличие в их объеме полых сосудов-кувшинов «голосников». Их применение в кладке стен преследовало целью как улучшение акустики, так и облегчение конструкции стен.

Для украшения нижнего пояса наружных стен храма в качестве природного каменного материала, использованы обработанные валуны (гнейс, базальт, гранит).

Техническое состояние кирпичных стен здания оценивается как удовлетворительное. В ходе натурного исследования значительных дефектов и повреждений, ограничивающих их дальнейшую эксплуатационную пригодность, не выявлено.

Часть наружных кирпичных стен здания вследствие произошедших в 1864 и 1889 годах оползней была утрачена. После проведения работ по восстановлению храма в период 1896 по 1906 на месте ранее существовавших кирпичных стен были возведены «временные» деревянные стены.

В результате контрольных вскрытий (снаружи и изнутри) была установлена конструкция деревянных стен.

Деревянные стены – каркасные. Поверху бутобетонного цоколя высотой 350..400 мм через прокладку из двух слоев толя уложен лежень сечением 220х220 мм (нижняя обвязка). На лежень установлены деревянные стойки сечением 200х200 мм. Для создания продольной устойчивости и жесткости деревянных стен дополнительно установлены подкосы и поперечины сечением 220х220 мм.

Соединение деревянных элементов каркаса (верхней и нижней обвязок со стойками, подкосами и поперечинами) выполнено одинарным глухим шипом впотемок, а также дополнительно скобами из круглой стали Ø12..16 мм.

С наружной стороны стены по деревянному каркасу выполнена обшивка из обрезных досок 190х30 мм, швы между которыми законопачены паклей и закрыты деревянными рейками-нащельниками 50х25 мм.

С внутренней стороны стены также обшиты обрезными досками сечением 190х30 мм, к поверхности которых закреплен слой теплоизоляции из стекловаты  $\delta=100$  мм. Между финишной внутренней

облицовкой стены, выполненной из листов ДСП  $\delta=15$  мм и слоем теплоизоляции устроен воздушный зазор  $\sim 100$  мм.

По периметру наружных кирпичных стен здания выполнена отмотка с покрытием из камня-булыжника. Вдоль наружной деревянной стены по оси «З» устроена монолитная бетонная площадка. Техническое состояние отмостки и монолитной бетонной площадки – удовлетворительное.

Техническое состояние наружных деревянных стен оценивается как неудовлетворительное, на вскрытых участках, доступных для освидетельствования, выявлены дефекты в виде:

- энтомологических поражений древесины (разрушение насекомыми);
- биологических поражений древесины (гниение);
- неудовлетворительного состояния горизонтальной гидроизоляции, утратившей за длительный период эксплуатации свои защитные свойства.

### **Заключение**

Визуальное и инструментальное обследование строительных конструкций здания, поверочные расчеты и анализ полученных результатов позволили сделать следующие выводы.

Общее техническое состояние здания оценивается как не вполне удовлетворительное (категория технического состояния – III).

Учитывая длительный период эксплуатации без проведения реконструкции и комплекса ремонтно-восстановительных работ в строительных конструкциях образовались дефекты и повреждения, требующие оперативного устранения.

Необходима разработка строительного проекта по комплексному восстановлению эксплуатационной пригодности стропильной системы и деревянного чердачного перекрытия (замена поврежденных грибковой гнилью и энтомологическими поражениями деревянных элементов, восстановление целостности узлов, замена теплоизоляционного слоя и т.д.).

С целью обеспечения дальнейшей эксплуатационной пригодности наружных деревянных стен рекомендуется произвести демонтаж их внешней обшивки из досок с последующей заменой пораженных гнилью элементов, восстановлением целостности узлов со-

единений элементов и устройством креплений к существующим кирпичным стенам.

Изучив материалы архитектурного проекта по реставрации здания Борисо-Глебской (Коложской) церкви авторы настоящего заключения считают предложенную конструкцию восстановления стены по оси «З» не вполне удачной. Обусловлено это следующими причинами:

- устройство стены, состоящей из двух облицовочных слоев кирпича-плинфы толщиной по 160 мм и среднего слоя из ячеистобетонных блоков толщиной 500 мм приведет к значительному увеличению нагрузки на фундаменты и грунты основания, что категорически недопустимо (по предварительной оценке нагрузка увеличится в 10-11 раз (с 550 кг/м.п. до 6200 кг/м.п.);

- конструкция стены не соответствует требованиям п.3.29 ТКП 45-5.02-82-2010 «Каменные и армокаменные конструкции. Правила возведения» в части высоты свободно стоящих каменных стен;

- согласно п.2.3.4.2 ТКП EN 1996-2-2009 «Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций» в многослойных наружных стенах из ячеистобетонных блоков требуется устраивать вертикальные деформационные швы с шагом 6 м, что приведет к изменению архитектурного облика здания;

- согласно табл. С.3 ТКП EN 1996-2-2009 «Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций» необходимо устройство системы защиты от коррозии гибких связей многослойной конструкции стены, что приведет к удорожанию применяемых материалов.

## ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-1.04-208-2010. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2010.

2. ТКП 45-1.04-37-2008. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2008.

3. ТКП 45-5.08-277-2013. Кровли. Строительные нормы проектирования и правила устройства. – Минстройархитектуры РБ, 2013.

4. ТКП 45-1.04-119-2008. Здания и сооружения. Оценка степени физического износа. - Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2008.

5. Обследование и испытание зданий и сооружений: Учебное пособие / Козачек В.Г., Нечаев Н. В., и др. – М: Высшая школа, 2004. – 447 с.

6. Борисо-Глебская Коложская Церковь. И.Г. Трусов. – Гродно.

7. Строительный проект. Реконструкция с ремонтно-восстановительными работами здания историко-культурной ценности Республики Беларусь (XII-XIX век) Борисоглебской (Коложской) церкви в Коложском парке в г. Гродно (объект №218.07-00). – Гродно: УП «Институт «ГРОДНОГРАЖДАНПРОЕКТ», 2007.

УДК 693.023

## **РЕКОНСТРУКЦИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО КОРПУСА ОАО "МИНСК КРИСТАЛЛ"**

*МАДАЛИНСКИЙ Г.Г., ГОРЯЧЕВА И.А., МАДАЛИНСКАЯ Н.Г.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

Обследование технического состояния основных несущих конструкций покрытия и кровли, чердачного перекрытия производственного корпуса ОАО "Минск Кристалл" выполнено для определения возможности дальнейшего использования покрытия и кровли в связи со значительным сроком эксплуатации.

Целью обследования явилось определение технического состояния несущих конструкций покрытия и кровли, чердачного перекрытия, наличие возможных дефектов и повреждений, возникших за время эксплуатации, вследствие морального и физического износа здания, с определением фактической несущей способности и пригодности к нормальной эксплуатации, по действующим в настоящее время нормативным документам.

В соответствии с требованиями действующих в настоящее время нормативных документов ТКП 45-1.04-208-2010 "Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуа-

тации", ТКП 45-1.04-37-2008 "Обследование строительных конструкций зданий и сооружений", ТКП 45-1.04-119-2008 "Здания и сооружения. Оценка физического износа.", в данной работе выполнены:

- визуальный осмотр конструкций;
- строительно-обмерные работы в объеме необходимом для обследования;
- определение технического состояния чердачного перекрытия и покрытия;
- фиксирование дефектов и повреждений конструкций;
- выполнены поверочные расчеты конструкций;
- проведен анализ результатов натурного обследования и выполненных поверочных расчетов;
- составлено и оформлено заключение.

На основании выполненного обследования проведена оценка надежности работы несущих конструкций покрытия и кровли, чердачного перекрытия, что в свою очередь позволило сделать выводы и дать рекомендации о возможности дальнейшего использования покрытия и кровли, чердачного перекрытия производственного корпуса ОАО "Минск Кристалл", в связи с предстоящей реконструкцией.

Обследуемое здание, расположено на территории ОАО "Минск Кристалл" в г. Минске и является частью комплекса зданий. По данным РУП "Минское агентство по государственной регистрации и земельному кадастру" здание построено в пятидесятых годах, срок эксплуатации более 60 лет.

На момент обследования здания, проектная и исполнительная документация отсутствуют.

Здание одноэтажное, прямоугольное в плане с габаритными размерами 8770х35750мм, в обследуемой части.

Обследуемую часть здания (чердачное пространство) условно можно разделить на 4 объема разделенных кирпичными (брандмауэрными) стенами:

- помещение 1 – в осях 1-2; А-Б,
- помещение 2 – в осях 2-3; А-Б,
- помещение 3 – в осях 3-4; А-Б,
- помещение 4 – в осях 3-4; А-Б.

Конструктивная схема здания – продольные несущие кирпичные стены по осям А и Б.

Чердачное перекрытие в помещениях 1; 3; 4 деревянное, опирается на продольные кирпичные стены по осям А и Б. В помещении 2 чердачное перекрытие отсутствует. Покрытие – деревянная стропильная система. Кровля цеха двускатная из металлических листов (жести) и профилированного настила.

Водоотведение с плоскости кровли наружное, неорганизованное.

Таблица 1

Оценка технического состояния чердачного  
перекрытия и покрытия.

№ п/п	Наименование конструкции	Наименование дефекта	Степень распространения	Класс дефектов	Категория технического состояния
1	2	3	4	5	6
1.	Деревянное чердачное перекрытие	– поражение гнилью опорных частей балок;	единичные	значительные	III
		– продольные трещины, расслоение древесины;	единичные	значительные	III
		– сверхнормативный прогиб балок – 50...80мм..	многочисленные	значительные	IV
2.	Покрытие и стропильная система	– поражение гнилью концов стропильных ног (рис. 18; 19; 20; 23);	единичные	значительные	III
		– ослабление врубок и соединений отсутствием крепежа;	многочисленные	значительные	IV
		– поражение гнилью древесины мауэрлата;	единичные	значительные	III
		– ослабление сечения затяжки подрезками;	многочисленные	значительные	IV
		– продольные трещины стропильных ног и затяжек;	многочисленные	значительные	IV
– следы коррозии металлических листов (жести).	многочисленные	малозначительные	III		

В результате **общего обследования**, определена фактическая конструктивная схема, выявлены основные несущие и ограждающие конструкции, их расположение и техническое состояние, осмотрены и сфотографированы: несущие конструкции чердачного

перекрытия и покрытия, кровля. Оценка технического состояния основных несущих и ограждающих конструкций по результатам общего обследования приведена в таблице 1.

При детальном обследовании уточнена конструктивная схема здания, составлены схемы расположения элементов чердачного перекрытия и стропильной системы, определены размеры элементов.

При детальном обследовании установлены основные характерные дефекты и повреждения:

- поражение гнилью опорных частей балок;
- продольные трещины, расслоение древесины;
- поражение гнилью опорных частей стропильных ног;
- ослабление врубок и соединений, отсутствие или недостаточное количество крепежа;
- поражение гнилью древесины мауэрлата;
- ослабление сечения затяжки подрезками;
- продольные трещины стропильных ног и затяжек;
- следы коррозии металлических листов (жести) покрытия.
- загнивание элементов обрешетки.

Как показало обследование, продольные и поперечные стены цеха №1 кирпичные толщиной 510мм (без облицовки). За исключением наружной стены по оси Б в осях 1-2 толщиной  $\approx 900$ мм (окончательно толщину стены уточнить после демонтажа покрытия).

В результате обследования наружных и внутренних стен установлено, что стены выполнены из обычного полнотелого глиняного кирпича марки М75 на сложном растворе (цементно-известковом) марки М50.

Деревянное чердачное перекрытие эксплуатируется длительный период времени (~60 лет) без реконструкции и замен.

Вследствие протекания кровли, установлены участки замачивания и локального загнивания, с разрушением поверхностного слоя древесины балок, в зоне опирания на кирпичные стены, на глубину 5...25мм.

Местами отсутствует или разрушена теплоизоляция опорных частей балок чердачного перекрытия.

При детальном обследовании установлена конструкция чердачного перекрытия



В качестве балок перекрытия использован брус сечением 180х200мм. Конструкция перекрытия состоит из:

- известково-цементного раствора — 30мм;
- слоя полнотелого кирпича — 65мм;
- глиняного раствора — 20мм;
- пароизоляции из толя;
- подшивки из досок — 25мм.

Шаг балок 1000...1050мм. Пролет в чистоте 7200мм в осях 1-2 и 7750мм в осях 2-5.

При этом установлено, что прогиб балок составляет ~ 50...80мм, что превышает предельно допустимый прогиб ~ 49мм.

В целом чердачное перекрытие обладает повышенной зыбкостью.

Как показали поверочные расчеты несущей способности чердачного перекрытия, максимальное напряжение в балках составляет ~ 20...22МПа, что превышает расчетное сопротивление древесины на растяжение при изгибе.

Таким образом, с учетом вышеизложенного, чердачное перекрытие при замене кровли, должно быть демонтировано, как не обладающее достаточной несущей способностью и жесткостью.

В помещении 2 в осях 2-3; А-Б чердачное перекрытие отсутствует, а потолочная поверхность образована подшивной жести по внутреннему контуру стропил и затяжки.

При обследовании конструкции стропильной системы, установлены участки поражения гнилью концов стропильных ног, в зоне подрезки, при опирании на мауэрлат.

В узлах опирания стропильных ног на мауэрлат местами отсутствуют стальные крепежные элементы. Древесина мауэрлата местами поражена гнилью.

Сечения затяжек ослаблены подрезками для крепления трубопроводов.

В стропилах и затяжках образовались продольные трещины. При этом крепление затяжки в узле примыкания к стропилам выполнено лишь одним гвоздем с каждой стороны. В коньковом узле, сопряжения стропил, образовались продольные трещины в основном в стропилах со стороны оси А. Сопряжение стропил в коньковом узле выполнено металлической скобой Ø10 из гладкой стали.

Угол наклона стропил к горизонтали ~ 21°. Стропила выполнены из деревянного бруса сечением 150x180мм.

Затяжка из двух брусьев сечением 80x200мм расположена на расстоянии 650мм от низа конькового узла. Шаг стропильных ног ~ 2000мм. Мауэрлат выполнен из деревянного бруса сечением 200x200мм и расположен на высоте ~300мм от верха балок чердачного перекрытия.

Обрешетка выполнена частично из деревянных брусьев 50x50мм, необрезной доски с шагом ~500мм. Обрешетка прогнила и покоробилась.

С учетом вышеперечисленных дефектов и повреждений в целом состояние стропильной системы можно отнести к IV категории технического состояния, т.е. – неудовлетворительное неработоспособное состояние, требующее ее полной замены.

На основании анализа результатов натурального обследования и выполненных поверочных расчетов несущих конструкций стропильной системы и чердачного перекрытия, можно сделать следующие выводы:

1. В связи со значительным сроком эксплуатации, фактическим техническим состоянием, физический износ покрытия и кровли, чердачного перекрытия находится в пределах 51-70%.

2. Выявленные в процессе обследования дефекты и повреждения конструкции покрытия (стропильной системы) и чердачного перекрытия привели их к IV категории технического состояния.

3. Несущая способность конструкции стропильной системы и чердачного перекрытия недостаточна для восприятия эксплуатационных нагрузок.

4. В связи с вышеизложенным, стропильная система и кровля, чердачное перекрытие должны быть демонтированы.

5. При выполнении демонтажных работ строго соблюдать мероприятия по технике безопасности, при этом не нагружая чердачное перекрытия складированием материалов.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия./Госстрой СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. С изменением №1 РБ.

2. СНБ 5.05.01-2000 "Деревянные конструкции".

3. Пособие П 3-2000 к СНиП 3.03.01-87.

4. ТКП 45-1.04-37-2008 (02250) Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения.

5. ТКП 45-1.04-208-2010 (02250). Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования.

6. ТКП 45-1.04-119-2008 (02250) Здания и сооружения. Оценка физического износа.

Научное издание

**95 лет**

**БПИ – БГПА – БНТУ**  
**1920–2015**

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ИННОВАЦИОННОЙ  
ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ  
ПРИ ПЕРЕХОДЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ  
НА ЕВРОПЕЙСКИЕ СТАНДАРТЫ**

Сборник Международных научно-технических статей  
(материалы научно-методической конференции)

*(Минск, 26–27 мая 2015 г.)*

Подписано в печать 29.07.2015. Формат 60×84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 23,25. Уч.-изд. л. 18,18. Тираж 100. Заказ 550.

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.