



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ



**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА
СБОРНИК МЕЖДУНАРОДНЫХ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИХ СТАТЕЙ**

ЧАСТЬ 1

**Минск
БНТУ
2015**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

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

27–28 мая 2014 г.

В 2 частях

Часть 1

Минск
БНТУ
2015

УДК 69(083.7)(06)
ББК 624.07.04(083.7)(06)
С56

Редакционная коллегия:

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

С.М. Коледа – ассистент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;

С.Н. Делендик – 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.Н. Жабинский – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции»

Сборник содержит материалы Международной конференции «Современные проблемы внедрения европейских стандартов в области строительства». Включает 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.

Белорусский национальный технический университет благодарит за участие в конференции «Московский государственный строительный университет (МГСУ Россия), Джераш Университет (Иордания), УО «Брестский государственный технический университет», УО «Белорусско-Российский университет, УО «Полоцкий государственный университет», УО «Белорусский государственный университет транспорта».

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

ISBN 978-985-550-565-6 (Ч. 1)
ISBN 978-985-550-567-0

© Белорусский национальный
технический университет, 2015

СОДЕРЖАНИЕ

Введение

Пилипенко В.М., Потерицук В.А., Пецольт Т.М.

Перспективы развития индустриального домостроения в Республике Беларусь 8

Раздел I. Подготовка инженерных кадров в строительной отрасли

Голубев Н.М., Лях Ю.В., Садовский Ю.И., Щербак С.Б.

Учебные и производственные практики в высшем образовании для студентов строительных специальностей 16

Зверев В.Ф., Даниленко И.В., Смех В.И.

Особенности расчета инженерных конструкций из железобетона для студентов специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» 22

Леонович С.Н., Зверев В.Ф., Голубев Н.М.

Производственная практика кафедры «Технология строительного производства» БНТУ: проблемы и решения 28

Леонович С.Н., Зверев В.Ф., Голубев Н.М.

Развитие высшего технического образования Республики Беларусь на современном этапе 37

Раздел II. Совершенствование методов расчета и проектирования строительных конструкций

Alsharie Hesham, Khawla Alsa'di

Effect of sulfates on bond behavior between carbon fiber reinforced polymer sheets and concrete 44

Авласко Е.В.

Работа плит пустотного настила при изгибе с кручением 50

Жабинский А.Н., Мартынов Ю.С., Надольский В.В.

Сопоставительные расчеты металлических конструкций при проектировании по отечественным и европейским нормам 55

<i>Жук В.В.</i>	
Оценка несущей способности соединения металлического замка с элементами несъемной опалубки стен из цементно-стружечных плит	60
<i>Згировский А.И.</i>	
Расчет и проектирование сэндвич-панелей с использованием стандартов Европейского Союза.....	67
<i>Козловский Е.А.</i>	
Эффективные способы армирования монолитных железобетонных дисков перекрытий в зоне опирания на колонны	74
<i>Лазовский И.А.</i>	
Основные положения по расчету и конструированию стальных бункеров согласно ТКП EN 1993-4-1-2009	80
<i>Лазовский Д.Н., Бадалова Е.Н.</i>	
Внедрение европейских стандартов в типовых сериях железобетонных перекрытий	85
<i>Мартынов Ю.С., Литвинов А.А.</i>	
Анализ результатов расчета подкрановой балки согласно требованиям ТКП EN и СНиП	92
<i>Мартынов Ю.С., Надольский В.В.</i>	
Влияние статистических параметров предела текучести на надежность стальных конструкций	102
<i>Медвецкий Д.Ф.</i>	
Обзор нормативных документов Республики Беларусь, регламентирующих определение предела огнестойкости стальных конструкций	109
<i>Рак Н.А.</i>	
О проектировании узлов сопряжения сборных железобетонных элементов каркасных зданий как нелинейных систем	112

Рак Н.А., Тур В.В.

Сопоставление результатов расчетов железобетонных конструкций при проектировании по отечественным и европейским нормам 123

Баранчик В.Г., Минченя Т.П., Баранчик А.В.

К вопросу исследования различных типов соединений арматуры..... 132

Альтамими М.М., Зверев В.Ф.

Конструктивные методы и мероприятия, препятствующие сейсмическим воздействиям..... 138

Снежков Д.Ю., Леонович С.Н.

Неразрушающий контроль прочности бетона конструкций сегодня: практический аспект 145

Хотько А.А., Садин Эбраим Ягуб, Делендик С.Н.

Сцепление стеклопластиковой арматуры с бетоном 158

Раздел III. Инженерная и компьютерная графика. Информационные технологии

Богомолов И.И.

Новые подходы к информационному обеспечению задач организации строительства при использовании BIM технологий. 170

Садовский Ю.И.

Актуализация содержания некоторых разделов дисциплины «Начертательная геометрия, инженерная и машинная графика».. 175

Шуберт И.М.

К вопросу внедрения BIM-технологий в учебный процесс..... 181

Раздел IV. Экономика и организация строительства

Трушкевич А.И.

Концептуальный подход к учебно-справочному изданию по организации строительства..... 186

Holubava Volha

Problems of state regulation and ways to improve the system of the construction cost formation 190

Гушель О.И., Воробей А.А.

Взаимозависимость ликвидности и рыночной стоимости
недвижимости (влияние ликвидности на рыночную стоимость
недвижимости)..... 201

Квач П.И., Земляков Г.В.

Оценка системы менеджмента качества в проектных и
подрядных организациях 203

Минеев Р.А., Пикус Д.М., Баранов С.П.

Моделирование расхода энергоресурсов при тепловой
обработке монолитного бетона в зимних условиях 213

Передков И.И., Леонович С.Н.

Предложение по повышению надежности и снижению
стоимости конструкций фундаментов здания паркинга..... 219

Юрковец А.В., Гушель О.И., Козлова А.И.

Проблемы и перспективы развития городов-спутников
Минска..... 224

ВВЕДЕНИЕ

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**
(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.012

**ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ИНДУСТРИАЛЬНОГО
ДОМОСТРОЕНИЯ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ**

*ПИЛИПЕНКО В.М.**, *ПОТЕРЦУК В.А.**, *ПЕЦОЛЬД Т.М.*

ГП «Институт НИПТИС им. С.С. Атаева»*

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Если в 90-е годы XX столетия под термином индустриальное домостроение имелось в виду только крупнопанельное домостроение (КПД), то в XXI веке понятие индустриальное домостроение значительно расширило свои границы за счет разработки и внедрения эффективных сборных железобетонных конструктивных систем жилых зданий нового поколения.

В 80-е годы объем строительства жилых зданий КПД достигал 55% и только в середине 90-х годов при возведении жилых зданий начали пытаться внедрять сборные каркасные системы.

Укоренившееся мнение о неконкурентоспособности КПД было преодолено только в начале XXI столетия, хотя Минстройархитектуры еще в 1996 г. приняла план до диверсификации КПД и созданию новых конструктивных систем.

До принятия Советом Министров Республики Беларусь Государственной комплексной программы развития материально-технической базы строительной отрасли на 2006-2010 гг. в Республике Беларусь в течение более 25 лет не проводилась модернизация базы индустриального домостроения. Уровень обновления основ-

ных производственных фондов заводов крупнопанельного домостроения и сборного железобетона не превышал 2-3% в год. В 2006-2007 гг. износ основных производственных фондов составлял 86-100%. Технологии на этих предприятиях морально устарели, значительно уступали передовым аналогичным технологиям развитых стран по таким показателям как: материалоемкость оборудования и изделий, энергоемкость, трудоемкость и качество выпускаемой продукции, гибкости технологических процессов и пр.

В девяностые годы прошлого столетия в республике и странах СНГ практически прекратили функционирование заводы по производству технологического оборудования для предприятий крупнопанельного домостроения и сборного железобетона. В эти годы из-за резкого сокращения объемов жилищного строительства был утрачен и научно-технический потенциал в области проектирования предприятий сборного железобетона и крупнопанельного домостроения.

В рамках Государственной комплексной программы развития строительной отрасли наряду с мерами по комплексной реконструкции предприятий крупнопанельного домостроения и сборного железобетона были предусмотрены мероприятия по созданию современных ресурсо- и энергоэкономичных жилых зданий массового строительства и возрождение научно-технического и проектного потенциала республики.

Продекларированный во второй половине 90-х годов прошлого века тезис о низкой цене и высоких потребительских качествах жилых домов сборно-монолитных каркасных конструктивных систем и жилых домов из кирпича практикой жилищного строительства не подтвердился. Жилые дома крупнопанельного строительства и в настоящее время остаются наиболее дешевыми, а разрабатываемые серии домов КПД приближаются по потребительским качествам к каркасному жилью и жилью из кирпича.

Сложившийся в последние годы рынок жилья в Республике Беларусь свидетельствует о необходимости присутствия на этом рынке различных конструктивно-технологических систем жилых зданий. Такой подход позволяет наиболее эффективно использовать имеющуюся в республике производственную базу и обеспечить потребности в жилье различных социальных групп населения.

Процесс структурной перестройки домостроительных комбинатов республики был запланирован с учетом реального потребительского спроса регионов и инвестиционных возможностей предприятий.

В связи с моральной деградацией типовых серий КПД и физическим износом технологического оборудования предприятий были выполнены работы одновременно и по модернизации конструктивных систем жилых домов и по совершенствованию технологии предприятий КПД.

Разработанные в 2008-2010 годах конструктивные системы зданий КПД обладают достаточно широкой гаммой свойств:

- вариабельностью архитектурно-градостроительных решений, что позволяет реализовывать широкий спектр объемно-планировочных и архитектурных решений при минимальной номенклатуре изделий;

- надежностью и простотой при монтаже;

- возможностью при необходимости организовывать встроенные помещения в первых этажах и мансардных жилых этажей;

- высокими технико-экономические показатели по сравнению с другими конструктивно-технологическими системами;

- гибкостью объемно-планировочных решений квартир с учетом требований – квартиры «на заказ» и пр.

Для каждого домостроительного предприятия был разработан оригинальный вариант модернизации с учетом максимально возможного использования имеющихся мощностей и снижения капитальных затрат. В каждом случае было проведено детальное обследование, разработаны бизнес планы модернизации.

В республике действует 14 предприятий КПД и ДСК, из них 8 предприятий подведомственны Минстройархитектуры и 6 предприятий находятся в коммунальной собственности.

При реконструкции предприятий принято направление создания современных гибких технологий, обеспечивающих ресурсо- и энергосбережение ориентированное на привязку передовых зарубежных технологий и оборудования, с подключением для изготовления отдельных конструктивных элементов поставляемого оборудования машиностроительных предприятий республики.

В проекты реконструкции заложены автоматизированные и полуавтоматизированные, технологические линии.

К примеру, формование изделий КПД осуществляется на гладких металлических поддонах из листового проката размерами 3,5×8 м с установкой бортов согласно размерам формуемых изделий. Крепление бортоснастки и проеомообразователей к поддону осуществляется с помощью постоянных магнитов.

Передвижение поддонов вдоль цеха осуществляется по роликам, установленным на стойках на полу цеха, с помощью фрикционно-подпружиненного привода.

Государственное предприятие "Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С.С." совместно с БНТУ работает над усовершенствованием существующих конструктивных систем жилых зданий индустриального домостроения и созданием новых.

За последние 15 лет разработаны и внедрены следующие усовершенствованные и новые конструктивные системы:

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 $3,2 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, 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 на основе рекомендаций – Р5.03.065.10.

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).

Новая серия обеспечивает гибкую планировку квартир, т.к. внутреннее пространство блок-секции образовано наружными стеновыми панелями и лестнично-лифтовыми узлами (ядра, жестко-

сти), 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. В настоящее время возведено три дома. Отработана технология заводского производства индустриальных изделий и их монтажа. Выполнены натурные испытания конструкций, что позволило снизить расход стали, трудоемкость изготовления и монтажа конструктивных элементов.

На базе разработанной типовой серии было запроектировано и построено в г. Могилеве каркасное 16-этажное жилое здание с плоскими плитами перекрытия и их опиранием на 4-точки в углах. Наружные стены были выполнены из ячеистых блоков. Это открывает новое направление для ДСК при возведении зданий различной этажности.

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 108 сохранены при ее корректировке в соответствии с новыми нормативными требованиями по теплотехнике, объемно-планировочным решениям и надежности конструктивных элементов.

НИПТИС 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 и 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 оборудова-

нии Weir (г. Брест и г. Светлогорск) и «Вибропресс» (г. Новополок). 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 индустриальных перегородок.

5. Конструктивная система на базе каркаса серии 1.020.

Конструктивная система на базе каркаса серии 1.020 разработана с продольным вариантом размещения основных ригелей, что позволяет в пределах блок-секции свободно монтировать межкомнатные и межквартирные перегородки. Первый жилой дом построен в г. Могилеве, готовятся к строительству жилые дома в г.г. Барановичи и Могилеве.

6. Новые стеновые конструктивные системы с комплексным применением плит перекрытия безопалубочного формования.

По заданию Мипстройархитектуры разработаны новые стеновые конструктивные системы с комплексным применением многоступенчатых 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.

К современному жилью предъявляется целый спектр требований, обеспечить которые необходимо в процессе проектирования, строительства и последующей его эксплуатации, это:

- приемлемая для данного периода социально экономического развития общества цена, позволяющая основной массе нуждающихся строить собственные квартиры, используя собственные доходы и различные формы государственной поддержки;
- ресурсо- и энергосбережение на всех стадиях жизненного цикла жилья;

– оснащенность современными экономичными системами жизнеобеспечения, создающими комфортные условия проживания граждан;

– продолжительный срок службы (более 150 – 200 лет) и низкие эксплуатационные затраты;

– возможность модернизации жилья в процессе его реконструкции для улучшения потребительских качеств с учетом изменяющихся требований к жилью;

– ремонтпригодность – приспособленность зданий к быстрому обнаружению повреждений, отказов и их устранению с минимальными материальными и трудовыми затратами;

– архитектурная выразительность жилых зданий, гармоничное их вписание в историческое и ландшафтное окружение существующих застроек;

– экологическая безопасность и пр.

Перечисленные технические, экономические, архитектурные, экологические и др. требования являются определяющими при создании конструктивно-технологических систем жилых домов.

Современное жилье должно рассматриваться и в контексте с социально-экономическими преобразованиями, происходящими в государстве с экономическими возможностями страны и технологическим уровнем развития строительного комплекса, позволяющими реализовать необходимый уровень качества возводимого жилья.

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

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 617.018.21

**УЧЕБНЫЕ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ПРАКТИКИ
В ВЫСШЕМ ОБРАЗОВАНИИ ДЛЯ СТУДЕНТОВ
СТРОИТЕЛЬНЫХ СПЕЦИАЛЬНОСТЕЙ**

ГОЛУБЕВ Н.М., ЛЯХ Ю.В., САДОВСКИЙ Ю.И., ЩЕРБАК С.Б.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Учебные и производственные практики — неотъемлемая часть учебного процесса в подготовке квалифицированных специалистов. Эту форму учебных занятий студенты вузов проходят на предприятиях и в учреждениях, соответствующих их специальности. Такая система подготовки специалистов, когда теоретическое обучение связано с практическими занятиями, была разработана в России в 60-70-х годах XIX века в Московском техническом училище (ныне МГТУ им. Н.Э.Баумана). Система получила название «русская школа практического обучения» и была принята ведущими техническими учебными заведениями США и Европы.

Задачами производственных практик являются:

- закрепление и проверка теоретических знаний, приобретенных в университете;
- освоение технологических процессов, приобретение профессиональных навыков;
- адаптация студентов к реальным производственным условиям.

В таблице 1 приведены виды и сроки учебных и производственных практик студентов по основным техническим специальностям строительного факультета.

Таблица 1

Специальность	Учебные практики (недель)	Производственные практики (недель)	Преддипломные практики (недель)	Всего недель
1-70 01 01 «Производство строительных изделий и конструкций»	Геодезическая – 3 Ознакомительная – 3	Технологическая – 6 Инженерная – 6	3	21
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»	Объектная – 1 Геодезическая – 3 Геологическая – 1 Строительная – 3	Технологическая – 6 Организационная – 6	4	24
1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью»	Ознакомительная – 1 Строительная – 4	Технологическая – 4 Организационная – 4	4	17

Распределение и последовательность практик по курсам следующая (для очной формы обучения):

- 1 курс — объектная и геодезическая учебные практики;
- 2 курс — геологическая и технологическая учебные практики;
- 3 курс — первая производственная практика;
- 4 курс — вторая производственная практика;
- 5 курс — преддипломная практика.

Сравнительный анализ учебных планов строительных специальностей БНТУ и некоторых зарубежных стран на предмет продолжительности производственной практики и ее оценки в зачетных единицах приведен в таблице 2.

Таблица 2

Университет, страна, срок обучения	Наименование производственной практики, семестр	Общее количество	
		недель	зачетных единиц (кредитов)
Белорусский национальный технический университет, Республика, 5 лет	Технологическая, 6 семестр	6	8
	Организационная, 8 семестр	6	8
Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 4 года (рисунок 1)	Первая производственная, 4 семестр	4	12
	Вторая производственная, 6 семестр	4	
Дрезденский технический университет, Германия, 5 лет (рисунок 2)	Projektarbeit, 9 семестр	В течение семестра	26

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ



Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
Московский государственный
строительный университет
(ГОУ ВПО МГСУ)

УЧЕБНЫЙ ПЛАН
Направление подготовки 270800 - Строительство
Профиль "Промышленное и гражданское строительство"

Квалификация выпускника - бакалавр
Нормативный срок обучения - 4 года
Форма обучения - очная

I. График учебного процесса

II. Сводные данные по бюджету времени (в неделях)

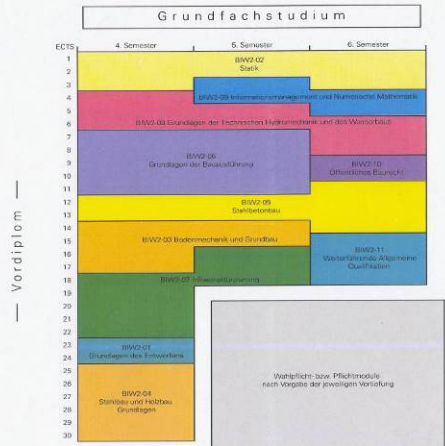
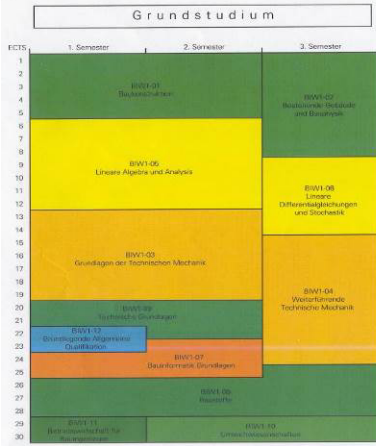
Семестр	I семестр							II семестр							III семестр							IV семестр							Итого											
	Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь	Январь	Февраль	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль	Август	Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь	Январь	Февраль	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль	Август	Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь		Январь	Февраль	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль	Август			
I	16				Ф	К							16												16												10	2	52	
II						Ф	К						16												16											4		10	2	52
III							Ф	К					16												16											10	2	52		
IV								Ф	К				13												13											10	2	52		
Итого																													122	16	4	8	10	40	8	208				

- Обозначения:
- Теор. обучение
 - Экзамен сессии
 - Научно-педагогическая
 - Научно-исследовательская
 - ИГА
 - Факультатив
 - К
 - Книжки
 - У
 - Учебная практика
 - П
 - Производственная практика
 - ИГА бакалавра

№ п/п	Название дисциплины	распределение по семестрам				объем работы студента с преподавателем						распределение часов по курсам и								Трудоемкость в зачетных единицах					
		экзаменов	зачетов	курсовых проектов	курсовых работ	Всего часов теоретического обучения	лекции	лабораторные занятия	Практические занятия	Курсовые проекты и курсы	Самостоятельная работа	1 курс		2 курс		3 курс		4 курс							
												16	16	16	16	16	16	13	13						
1	2	3	4	5	6	7	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23				
E.4	Противит.		2,48			648			288		360	4	4		4						18				
	Учебные					216			96		120	4									6				
	Производственная					432			192		240				4		4				12				
E.5	Физическая культура					400		32	368		0	5	4	4	4	4	4				2				
E.6	Итоговая государственная аттестация (ИГА)					540			20		320										15				
	Число часов учебных занятий (без физ-ры)					8640	1648	390	1438	153	5011	27	27	27	27	27	25	27	26	240					
	Число курсовых проектов													1	2	1	3	1	8						
	Число курсовых работ																			1	2				
	Число экзаменов											2	3	3	2	3	2	3	3	21					
	Число зачетов (без физ-ры)											6	6	5	7	4	4	3	2	37					
		Учебная практика					Выпускная квалификационная работа																		
							Дипломный проект																		
		Название практики																				Сем.		Нед.	
		Геодезическая																				2		3	
		Географическая																				2		1	
		Производственная практика																							
		Название практики					Сем.		Нед.																
		Первая производственная					4		4																
		Вторая производственная					6		4																

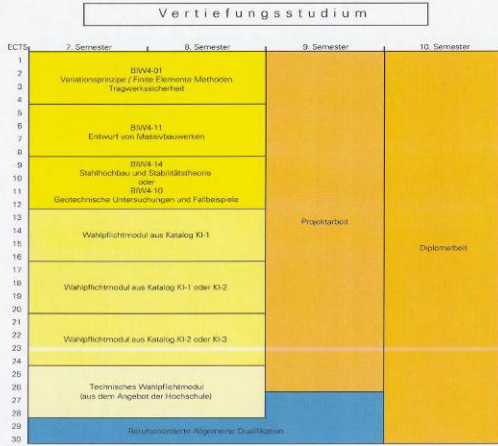
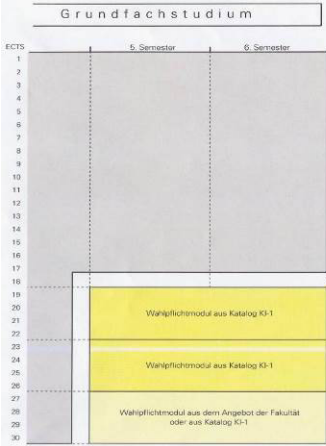
Рис. 1. Фрагмент учебного плана Московского государственного строительного университета

Pflichtmodule des Grund- und Grundfachstudiums außer Vertiefung GEM



ECTS = European Credit Transfer System
 1 ECTS-Punkt entspricht 1 Leistungspunkt (LP), d.h. einer Arbeitsbelastung von 30 Arbeitsstunden je Semester. Jedes Semester hat 30 LP.
 Die Module werden durch Modulprüfungen abgeschlossen, Einzelknoten sind dem Anhang zur Studienordnung zu entnehmen. TU Dresden, Studiengang BWL, Studienkatalogen ab WS 2002/03

Pflicht- und Wahlpflichtmodule der Vertiefung Konstruktiver Ingenieurbau im Grundfach- und Vertiefungsstudium



ECTS = European Credit Transfer System
 1 ECTS-Punkt entspricht 1 Leistungspunkt (LP), d.h. einer Arbeitsbelastung von 30 Arbeitsstunden je Semester. Jedes Semester hat 30 LP.
 Die Module werden durch Modulprüfungen abgeschlossen, Einzelknoten sind dem Anhang zur Studienordnung zu entnehmen. TU Dresden, Studiengang BWL, Studienkatalogen ab WS 2002/03

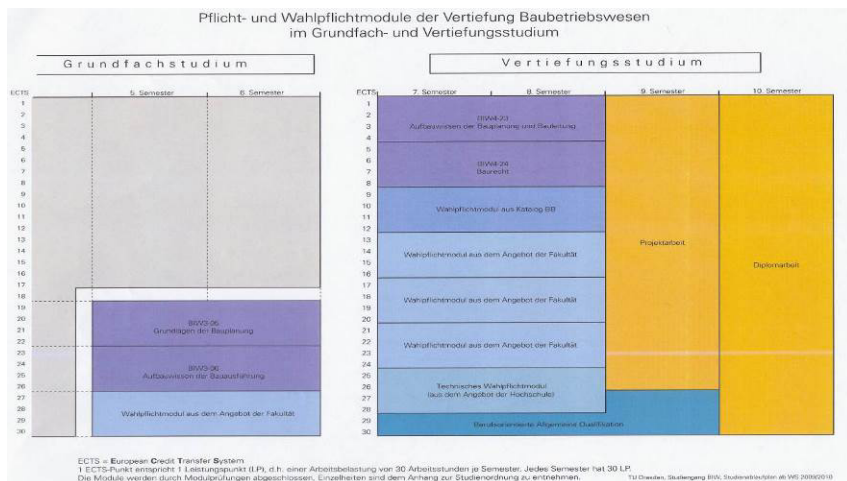


Рис. 2. Фрагмент учебного плана
Дрезденского технического университета

Начиная с 2011 года практики начинают появляться в типовых и учебных планах строительных специальностей заочной формы получения образования. Для специальностей 1-70 01 01 «Производство строительных изделий и конструкций», 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», 1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью», а также специальностей экономического направления — 1-26 02 02 «Менеджмент» и 1-27 01 01 «Экономика и организация производства (строительство)» на предпоследнем курсе планируются производственные практики длительностью 4 недели для студентов, не работающих по специальности.

В планы всех строительных специальностей заочной формы обучения начиная с 2013 года по инициативе Министерства образования включены все те же виды практик, что и для очной формы получения образования. Практики заочников по сравнению с очным образованием смещены на год в соответствии с последовательностью изучения основных дисциплин и увеличением срока обучения на заочной форме на год.

Проведение практик для студентов-заочников дело новое и требует большой подготовительной работы и дифференцированного отношения к студентам разных категорий —

работающим и не работающим по специальности, минчанам и иногородним и т.д.

Есть и объективные трудности. Вопрос не решен законодательно. Трудовой кодекс РБ не учитывает тот факт, что практика студентов вузов является составной частью основной образовательной программы высшего образования и не обязывает работодателя отпускать работника в отпуск на время прохождения производственных практик.

Вероятно, необходимо очень гибко подходить к формам и методам проведения практик у разных категорий студентов заочной формы получения образования, широко практикуя индивидуальные программы практик на рабочих местах для работающих по специальности.

Известно, например, что в ряде вузов России заочникам, работающим по специальности не менее 1,5 лет, по решению кафедры, ответственной за соответствующую практику, после собеседования при наличии документального подтверждения с места работы о характере выполняемой работы, практика может быть зачтена без ее отработки. Это правило относится ко всем видам практик, кроме преддипломной.

Результаты сравнительного анализа действующих учебных планов и образовательных стандартов позволяют сделать следующие выводы:

— изменение продолжительности производственной практики нецелесообразно. В настоящее время продолжительность производственной практики составляет тот минимум времени, за который можно при интенсивной работе выполнить программу практики, обеспечив безопасные условия труда на рабочем месте.

— необходимо увеличить норму времени для расчета объема учебной нагрузки по руководству производственной практикой с проверкой отчетов и приема зачета с 2 до 6 часов на одного студента на весь период практики.

— целесообразно заключать трудовые договора на время прохождения практики с организациями строительной отрасли для включения обучающихся в производственный процесс.

— необходима разработка системы дифференцированного подхода к проведению практик заочников, особенно работающих по специальности с соответствующим стажем.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.012

**ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ИНЖЕНЕРНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ДЛЯ СТУДЕНТОВ
СПЕЦИАЛЬНОСТИ 1-70 04 03 «ВОДОСНАБЖЕНИЕ,
ВОДООТВЕДЕНИЕ И ОХРАНА ВОДНЫХ РЕСУРСОВ»**

ЗВЕРЕВ В.Ф., ДАНИЛЕНКО И.В., СМЕХ В.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В процессе преподавания дисциплины «Строительные конструкции» студентам факультета энергетического строительства необходимо получить знания по проектированию технически и экономически обоснованных железобетонных и стальных конструкции зданий и сооружений, отвечающих требованиям прочности, жесткости, трещиностойкости, долговечности, эстетичности, ознакомить с основными тенденциями развития и перспективами применения железобетонных и стальных конструкций в промышленном и гражданском строительстве.

После изложения общего теоретического курса студентам данной специальности основное внимание уделяется расчету инженерных сооружений – подпорных стен, резервуаров, трубопроводов и т.д.

Одними из наиболее распространенных в строительстве инженерных сооружений являются подпорные стены, которые исполь-

зуются для ограждения откосов, котлованов и в виде специальных сооружений (рампы, склады сыпучих материалов).

Подпорные стены по конструктивным особенностям подразделяются на массивные, уголковые и гибкие. Уголковые подпорные стены наиболее рациональны при высотах до 6 метров и могут быть монолитными и сборными.

На практических занятиях студентам специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» выполняется расчет монолитной подпорной стены уголкового типа.

В начале расчета предварительно назначаются размеры подпорной стены в зависимости от общей высоты H .

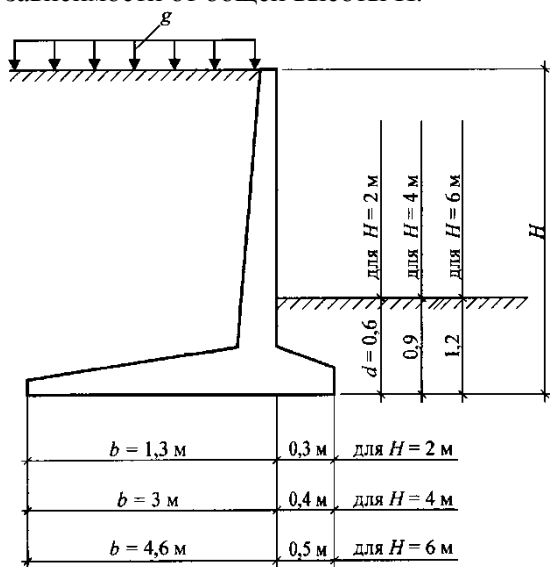


Рис. 1. Определение размеров уголковых подпорных стен

Далее определяются нагрузки, действующие на подпорную стену:

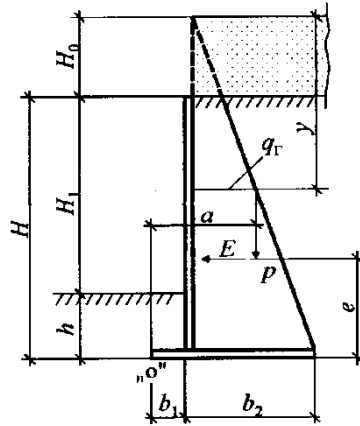


Рис. 2. Расчетная схема подпорной стены

H – высота подпорной стены;

$H_0 = q/\gamma$ – высота приведенного слоя грунта (т.е. вертикальная полезная нагрузка q заменяется эквивалентным слоем грунта H_0 и затем приводится к горизонтальной нагрузке E ;

q – нормативное значение полезной нагрузки;

q_γ – горизонтальное давление грунта на глубине y ;

γ – удельный вес грунта засыпки;

E – равнодействующая бокового давления грунта на стенку при наличии на призме обрушения равномерно распределенной нагрузки q

$$E = 0.5\gamma(H + H_0)^2\lambda \quad (1)$$

Для стен с вертикальной или близкой к вертикали задней стенкой:

$$\lambda = \operatorname{tg}^2\theta = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2)$$

$$\theta = \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3)$$

φ – угол внутреннего трения грунта засыпки;

θ – угол призмы обрушения грунта к вертикали.

P – вертикальная сила, включающая в себя вес стены и грунта на обрезках фундамента

e – центр приложения равнодействующей бокового давления грунта;

a – плечо приложения силы P относительно т. « O »;

h – высота заглубления стены в грунт, зависит от глубины сезонного промерзания грунта.

Давление грунта на подпорную стену определяется по теории Кулона – т.е. стена испытывает давление от призмы обрушения грунта за стеной, находящейся под углом θ к вертикали.

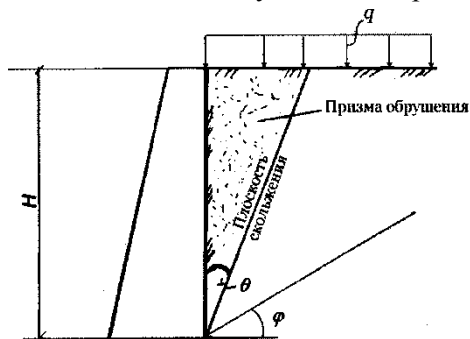


Рис. 3. Учет полезной нагрузки в расчете

φ – угол внутреннего трения грунта засыпки.

Центр приложения равнодействующей бокового давления грунта находится на расстоянии e от низа стенки:

$$e = (H + H_0) / 3 \quad (4)$$

Силы E и P и реакция грунта изгибают консольные плиты стены, вызывая в них изгибающие моменты M_1 , M_2 и M_3 относительно точки «б» пересечения плит.

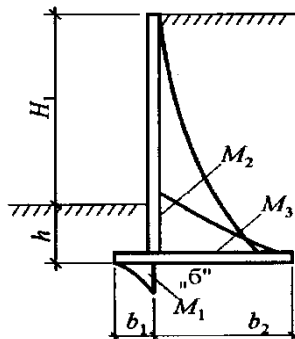


Рис. 4. Эпюры изгибающих моментов

Исходя из условия равновесия изгибающих моментов:

$$M_1 + M_2 - M_3 = 0 \quad (5)$$

$$M_2 = M_3 - M_1 \quad (6)$$

Для расчета по первой группе предельных состояний значения изгибающих моментов M_{sd} вычисляются по расчетным нагрузкам.

Для определения расчетных нагрузок коэффициенты безопасности по нагрузке определяются по СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции»:

- для постоянных нагрузок $\gamma_F = 1,35$;
- для переменных нагрузок $\gamma_F = 1,5$.

Расчет ведется на 1 м п длины стены.

Проверка подпорной стены на прочность:

В каждом расчетном сечении определяются изгибающие моменты от действия расчетной нагрузки и выполняется расчет по сечениям, нормальным к продольной оси, изгибаемого элемента прямоугольного сечения с шириной $b = 1000$ мм и рабочей высотой d :

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \leq \alpha_{m,lim} \quad (7)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (8)$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi \quad (9)$$

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} \quad (10)$$

d – рабочая высота сечения (от сжатой грани бетонного сечения до центра тяжести рабочей арматуры);

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона;

f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры;

ξ – относительная высота сжатой зоны.

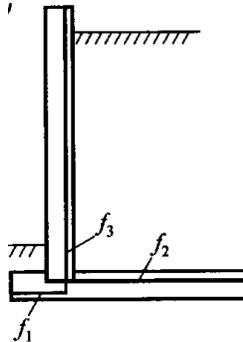


Рис. 5. Схема расположения рабочей арматуры

f_1 – площадь арматуры, рассчитанная на действие момента M_1 ;

f_2 – площадь арматуры, рассчитанная на действие момента M_2 ;

f_3 – площадь арматуры, рассчитанная на действие момента M_3 .

По требуемой площади арматуры назначают диаметр и шаг рабочей арматуры. Армирование осуществляют в виде сварных сеток.

Пример армирования уголкового подпорной стены:

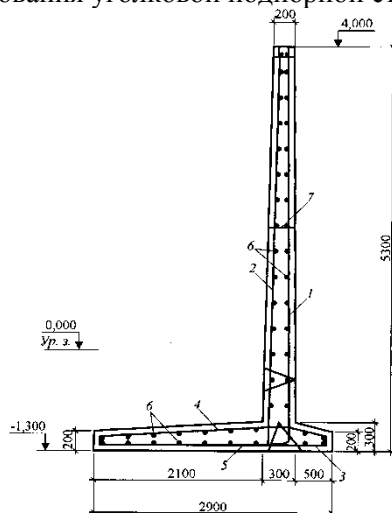


Рис. 6. Армирование подпорной стены

- 1 – противоусадочная арматура;
- 2 – рабочая арматура, установленная для восприятия момента M_3 ;
- 3 – рабочая арматура, установленная для восприятия момента M_1 ;
- 4 – рабочая арматура, установленная для восприятия момента M_2 ;
- 5 – конструктивная арматура;
- 6 – конструктивная арматура;
- 7 – фиксирующая арматура.

ЛИТЕРАТУРА

1. А.Н. Добромислов. Примеры расчета конструкций железобетонных инженерных сооружений. Справочное пособие: – М.: Издательство ассоциации строительных вузов, 2010. – с. 7–12.

2. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции /Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2003 г.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 691.327:53

**ПРОИЗВОДСТВЕННАЯ ПРАКТИКА КАФЕДРЫ
«ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА» БНТУ:
ПРОБЛЕМЫ И РЕШЕНИЯ**

ЛЕОНОВИЧ С.Н., ЗВЕРЕВ В.Ф., ГОЛУБЕВ Н.М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В 2013 году кафедра «Технология строительного производства» направила на производственную практику:

- 8 групп студентов 2 курса специальности «Промышленное и гражданское строительство» – 184 человек,
- 8 групп студентов 3 курса специальности «Промышленное и гражданское строительство» – 185 человек,
- 1 группа 4курса специальности «Инженерно-педагогического факультета» – 24 человека
- 2 группы 3 курса «Военно-технического факультета» – 20 человек
- 2 группы 2 курса «Экономика и организация производства» – 57 человек

Сроки прохождения студентами практик по кафедре ТСП

2 курс ПГС учебная (технологическая) с 13.07.2013 по 01.08.2013 (3 недели) – группы: 112110, 112120, 112130, 112140, 112150, 112160, 112170, 112180 – (184 ст.)

3 курс ПГС 1-я производственная с 22.06.2013 по 01.08.2013 (6 недель) – группы: 112011, 112012, 112013, 112014, 112015, 112016, 112017, 112018 – (184ст.)

2 курс ЭФ инженерно-технологическая с 06.07.2013 по 01.08.2013 (4 недели) – группы 112031, 112032 – (57ст.)

4 курс ИПФ производственная (технологическая) с 06.07.2013 по 26.07.2013 (3 недели) группа 109339 – (24ст.)

3 курс ВТФ учебная (технологическая) 22.06.2013 по 05.07.2013 (2 недели) группа 115510 – (10ст.)

3 курс ВТФ производственная (1-я строительная) с 06.07.2013 по 01.08.2013 (4 недели) (4 недели) группа 115510 – (10ст.).

Перечень принимающих организаций ПГС впечатляет:

1. ПМК-190 УП «Минскоблсельстрой»;
2. ПМК-223УП «Минскоблсельстрой»;
3. СУ-55 ОАО «Стройтрест №3 Ордена Октябрьской революции»;
4. СУ-95 ОАО «Стройтрест №3 Ордена Октябрьской революции»;
5. СУ-122 ОАО «Стройтрест №3 Ордена Октябрьской революции»;
6. СУ-123 ОАО «Стройтрест №3 Ордена Октябрьской революции»;
7. УМС-108 ОАО «Стройтрест №3 Ордена Октябрьской революции»;
8. СУ-1 УП «Монолит» ;
9. СУ-101 ОАО «Мapid»;
10. СУ-256 ОАО «Мapid»;
11. РРФ УП «Минскремстрой»;
12. ОАО «Заславльстройиндустрия»;
13. СУ-50 ОАО «Стройтрест №4»;
14. ИП ОАО «Исакидис Гранитес»;
15. СУ-72 ОАО «Трест №15 «Спецстрой»;
16. ЗАО «Белметроспецстрой»;
17. ООО «Минсквнешстрой» ;
18. СУ-152 ОАО «Стройтрест №8»;
19. ОАО «Белреставрация»;
20. ЗАО «МСУ №217»;
21. СУ №21 ОАО «Минскпромстрой»;
22. ОАО «Западэлектросетьстрой»;
23. СУ-2 ОАО «Стройтрест №7»;
24. ОАО «КСП-92 »;

На значимых объектах трудились и одновременно обучались студенты других специальностей.

● 2 курс «Экономика и организация производства» - 2 группы, 57 студента,

Места прохождения практики распределились следующим образом:

(ОАО «Стройтрест №1», ОАО «Стройтрест №7» СУ-2, ОАО СУМ-96,

ОАО «Мапид», ООО «Эталон окна», ЧСУП «Алтих-Строй»
другие регионы:

МПМК-165 г.Сморгонь

Ф-л ЗАО «Атлант» г Барановичи,

ОАО «Стройтрест №33» г Солигорск,

ОАО СУ – 153» г Борисов,

ОАО «Стройтрест №2» г. Микашевичи

● 4 курс «Профессиональное обучение (Строительство)» – 24 человека

Места прохождения практики распределились следующим образом:

ОАО «Стройтрест №7» СУ-2, ООО «Емкор», г Минск

● 3 курс «Военно-технического факультета специализация 1-70 02 01 03

«Техническая эксплуатация зданий и сооружений» – 20 человек

Основные базы для прохождения практики студентов:

ОАО «Стройтрест №2, ОАО «Мапид», г. Минск

Технологическая практика является составной частью учебного процесса и ее целью является приобретение студентами первичных (начальных) практических знаний об основах организационно-технологической подготовке строительного производства и технологии возведения зданий и сооружений.

Основные задачи практики:

– изучение основных положений по инженерной подготовке строительной площадки;

– изучение технологии и организации производственных процессов при выполнении основных видов строительно-монтажных работ;

В результате прохождения практики студент должен:

– знать архитектурно-конструктивные решения возводимого объекта, содержание инженерной подготовки строительной площадки; структуру и технологическую последовательность операции при выполнении отдельных видов строительных работ; основные положения охраны труда при выполнении отдельных строительных процессов;

– уметь выполнять отдельные технологические операции конкретного вида строительных работ, осуществлять пооперационный контроль качества работ, организовать свое рабочее место;

Технологическую практику студенты проходят в IV семестре в течение 3-х недель непосредственно на строительном объекте.

Технологическая практика студентов включает:

- теоретические занятия;
- производственную практику на объекте;
- работу над индивидуальным заданием;
- участие в общественной работе трудового коллектива.

Теоретические занятия проводятся в начале практики преподавателями кафедры «Технология строительного производства». Самостоятельная теоретическая подготовка должна осуществляться в период производственной работы, работы над индивидуальным заданием и во время написания отчета по практике.

В процессе прохождения технологической практики студенты должны:

- ознакомиться с архитектурно-конструктивными особенностями возводимого объекта;
- изучить особенности инженерной подготовки строительной площадки в реальных условиях строительства объекта;
- ознакомиться с основными видами строительных работ, выполняемых на объекте
- выполнить индивидуальное задание по технологии строительного производства;
- принять участие в организационной работе первичного трудового коллектива;
- собрать необходимый материал и оформить отчет по практике.

В отчете по итогам технологической практики должны быть отражены следующие вопросы:

- общая характеристика инженерной подготовки строительной площадки – временные дороги, площадки складирования

стройматериалов, бытовые помещения, водоснабжение, электро-снабжение, средства связи и т.д.);

- общая характеристика организационно-технологической подготовки производства – состав проектной технической документации на данный объект (рабочие чертежи); состав технологической документации на возведение объекта (проект производства работ: стройгенплан, технологические карты на отдельные виды работ, карты трудовых процессов, указания по производству работ, мероприятия по охране труда);

- перечень основных строительных работ, выполняемых на объекте за период прохождения практики и их краткая характеристика;

- детальное (пооперационное) описание технологического процесса, в котором принимал непосредственное участие (перечень и технология выполнения подготовительных операций, перечень и технология выполнения основных операций пооперационный контроль качества).

Индивидуальное задание выдает руководитель практики от кафедры «Технология строительного производства».

Задание выдается на изучение в условиях строительной площадки вопросов технологии и организации строительных процессов, которые связаны или с применением новых строительных материалов, конструкций, машин и механизмов, или с использованием новых методов производства работ.

Содержание индивидуального задания конкретизируется руководителем практики от предприятия.

По результатам выполнения индивидуального задания студент-практикант готовит доклад на конференцию по практике.

Первая строительная практика является составной частью учебного процесса и ее целью является приобретение опыта использования теоретических знаний для решения практических вопросов в производственных условиях. Проходят её в VI семестре в течение 6 недель непосредственно на строительном объекте.

Основные задачи практики:

- изучение основных положений по инженерной подготовке строительной площадки;

- практическое изучение строительного производства современных технологий и форм организации труда;

- участие в разработке организационно-технологических решений строительного производства;
- приобретение навыков практического выполнения отдельных видов строительных работ;
- изучение опыта и приобретение практических навыков организаторской работы в трудовом коллективе.

Студенты проходят практику на рабочих местах в составе комплексных или специализированных бригад в качестве строительных рабочих.

В период прохождения практики студент обязан:

- полностью выполнить программу практики;
- подчиняться действующим на строительстве правилам внутреннего распорядка;
- изучить и строго соблюдать правила охраны труда, производственной санитарии и противопожарной безопасности;
- нести ответственность за выполняемую работу и ее результаты наравне со штатными работниками;
- вести дневник выполняемых работ.

В результате прохождения практики студент должен:

- знать технологию выполнения основных строительных процессов при возведении зданий (применяемые материалы, машины, оборудование, инструменты, перечень и последовательность выполнения технологических операций, организацию рабочего места и охраны труда), содержание инженерной подготовки строительной площадки, основные организационно-технологические документы строительного производства;
- уметь читать рабочие чертежи, определять объемы и трудоемкость выполняемых работ; выполнять технологические операции отдельных строительных процессов; определять качество строительной продукции.

Отчет по практике должен включать:

- характеристику объекта строительства (архитектурно-планировочные и конструктивные решения, условия строительства, технико-экономические показатели объекта и т.д.);
- характеристику инженерной подготовки строительной площадки;
- содержание технологической документации на основные строительные работы;

- описание технологии и организации выполнения отдельных видов строительных работ выполняемых на объекте с освещением следующих вопросов: структура и способы выполнения строительных процессов; применяемые машины, механизмы, инструменты и приспособления; организация рабочих мест, контроль качества работ, охрана труда;
- результаты выполнения индивидуального задания;
- список нормативных документов.

Отчет необходимо иллюстрировать чертежами, схемами, фотографиями.

К отчету прилагается задание на практику с полным заполнением и оформлением в указанном порядке всех изложенных в задании форм.

Характеристика-отзыв должна удостоверяться только печатью предприятия.

Зачет по практике производится в форме защиты студентом отчета с оценкой по десятибалльной системе.

Выводы и рекомендации

1. Принимая во внимание, что не более 5% студентов имеют предшествующий опыт производственной деятельности отработана следующая организационная парадигма.

Руководство практикой осуществляется руководителями от кафедры и от принимающего предприятия. Рабочее место каждого студента-практиканта устанавливается руководителем практики от производства.

Перед началом практики на производстве каждый студент-практикант проходит на факультете теоретические занятия по технологии выполнения основных строительных процессов и инструктаж по технике безопасности с оформлением соответствующих документов.

Возникающие в процессе практики вопросы студент-практикант решает с руководителями практики.

2. Руководитель от кафедры:

– перед выездом студентов на практику обеспечивает: проведение установочной лекции по технологии и организации строительного производства, инструктажа по охране труда, инструктажа о порядке прохождения практики; выдачу студентам рабочих документов (ме-

тодических указаний по практике, рабочей программы с индивидуальными заданиями, направление на практику);

- осуществляет методический контроль за выполнением программы практики и при необходимости оказывает помощь или дает консультации по техническим вопросам, возникающим в процессе ее выполнения;
- контролирует обеспечение студентам-практикантам нормальных условий труда;
- рассматривает отчеты студентов по практике и принимает решение о допуске их к защите;

3. Руководитель от предприятия:

- составляет календарный график прохождения практики студентами и обеспечивает их работу на объектах;
- несет ответственность за своевременное и качественное проведение инструктажей по охране труда, промсанитарии и противопожарным мероприятиям;
- осуществляет постоянный контроль за производственной работой практикантов и выполнением ими правил внутреннего трудового распорядка;
- помогает практикантам выполнять все задания на рабочем месте, знакомит их с передовыми методами работы и консультирует по производственным вопросам;
- организует экскурсии на другие строительные площадки;
- вовлекает студентов в общественную работу трудового коллектива;
- составляет производственные характеристики студентов по итогам практики;
- готовит предложения по совершенствованию практики студентов.

4. Студент обязан:

1. До начала прохождения практики на производстве: прослушать установочную лекцию по технологии и организации строительного производства, инструктаж по охране труда и порядке прохождения практики и лично расписаться в ведомости инструктажа; получить направление на практику и необходимые рабочие документы.

2. При прохождении практики на производстве:

- выслать в адрес кафедры в течение первых 3^х дней после прибытия на производство извещение о начале прохождения практики (отрывной талон);
- полностью выполнить задания, предусмотренные программой практики;
- подчиняться действующим на производстве правилам внутреннего трудового распорядка;
- изучить и строго соблюдать правила техники безопасности, производственной санитарии и противопожарной безопасности;
- участвовать в общественной жизни производственного коллектива;
- вести дневник практики. В дневнике ежедневно записывать выполняемые работы, проведенные занятия и производственные экскурсии.

3. По завершении практики:

- представить руководителю практики от кафедры не позднее установленных кафедрой сроков следующие материалы:
 - дневник практики с индивидуальным заданием и характеристикой-отзывом о работе студента;
 - письменный отчет по практике.

Каждый из представленных документов должен иметь подпись руководителя практики от предприятия, заверенную печатью принимающего предприятия.

Заключение

Продолжительность производственной практики по кафедре «Технология строительного производства» БНТУ составляет тот минимум времени, за который можно при интенсивной работе выполнить программу практики, обеспечив безопасные условия труда на рабочем месте. Снижение продолжительности производственной практики недопустимо. Время практики оптимально, и органически включается в сбалансированный процесс обучения.

Обсуждено на заседании кафедры ТСП БНТУ.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 69.007: 378.1

**РАЗВИТИЕ ВЫСШЕГО ТЕХНИЧЕСКОГО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ НА СОВРЕМЕННОМ ЭТАПЕ**

ЛЕОНОВИЧ С.Н., ЗВЕРЕВ В.Ф., ГОЛУБЕВ Н.М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Аннотация

При проектировании белорусских стандартов высшего образования третьего поколения учитывается многофакторный контекст, включающий как внутренние, так и внешние воздействия.

Ключевые слова: Кодекс Республики Беларусь об образовании, Болонский процесс, компетентный подход, «Интернанотех».

За последние годы в системе высшего образования Республики Беларусь произошли существенные преобразования. В 2007 г. был принят Закон «О высшем образовании», который регламентировал основные направления и механизмы функционирования высшей школы. На законодательном уровне была нормативно закреплена двухступенчатая система высшего образования: специалитет и магистратура. В Кодексе Республики Беларусь об образовании (2011) эти нормы были воспроизведены и дополнены рядом новых положений, в том числе относительно структуры и содержания образовательных программ в системе высшего образования [1].

Завершилась разработка образовательных стандартов второго поколения по специальностям первой ступени высшего образования. С 2008/2009 учебного года во всех высших учебных заведениях Республики Беларусь на первой ступени начали реализовываться образовательные стандарты нового поколения. Был разработан, утвержден и введен в действие обновленный вариант Общегосударственного классификатора Республики Беларусь «Специальности и квалификация».

Была завершена разработка Макета образовательного стандарта высшего образования второй ступени (магистратуры). В соответствии с указанным макетом к настоящему времени ведущими вузами и учебно-методическими объединениями разработано 210 образовательных стандартов по специальностям второй ступени высшего образования. Главной отличительной особенностью названных стандартов первой и второй ступеней является компетентностный подход (компетентностная модель) в подготовке выпускников учреждений высшего образования.

Данные образовательные стандарты относятся к новому поколению. Они гармонизированы с российскими и украинскими стандартами и по ряду концептуальных подходов соотносятся с европейскими изменениями (Болонский процесс) [2-3].

Отечественные образовательные стандарты обновляются один раз в пять лет с целью учета накопленного опыта при их реализации, внесения соответствующих корректив в действующие модели подготовки специалистов, оперативного реагирования на процессы социально-экономического развития страны. Но не только эти традиционные факторы поставили сегодня на повестку дня вопрос о необходимости приступить к проектированию стандартов высшего образования очередного – третьего – поколения. В условиях нарастающей глобализации современного мира в процессах обновления систем высшего образования резко возросла роль внешних факторов. Здесь следует особо выделить контексты Болонского процесса и функционирования единого образовательного пространства стран СНГ.

Не менее важно влияние внутренней политики белорусского государства на современном этапе в условиях появления новых приоритетов и задач, перехода на инновационный путь развития общества, в том числе в сфере образования.

При проектировании образовательных стандартов нового поколения весьма важно учитывать, во-первых, те тенденции и динамичные процессы в сфере высшего образования, которые приобретают общемировой характер, во-вторых, важен международный опыт ответа на вызовы времени, возникающие вследствие глобализации современного мира.

Глобализация – ключевая реальность XXI века – уже серьезно повлияла на высшее образование. Глобализация определена как реальность, создаваемая все более интегрированной мировой экономикой, новыми информационными и коммуникационными технологиями, появлением международной сети знаний, растущей ролью английского языка и другими силами, не зависящими от академических институтов. Интернационализация – это различные меры и программы, осуществляемые университетами и правительствами в ответ на глобализацию. Они обычно включают в себя отправку студентов на учебу за границу, создание филиала – кампуса за рубежом или участие в некотором межведомственном партнерстве.

Университеты всегда были чувствительны к международным тенденциям и в определенной степени действовали в рамках более широкого международного сообщества академических институтов, ученых и исследователей. Однако реалии XXI века увеличили значение глобального контекста. Возрастание роли английского языка как основного языка научной коммуникации является беспрецедентным с того времени, когда латынь доминировала в академическом мире средневековой Европы. Информационные и коммуникационные технологии создали универсальные средства мгновенной связи и облегчили научные коммуникации.

В то же самое время эти изменения привели к тому, что серверы публикаций, базы данных и другие ключевые ресурсы оказались принадлежащими сильнейшим университетам и некоторым многонациональным компаниям, расположенным почти исключительно в развитых странах мира.

Одни считают, что воздействие глобализации на высшее образование предлагает новые захватывающие возможности, поскольку образование и научные исследования больше не замыкаются национальными границами. Другим эта тенденция представляется посягательством на национальную культуру и независимость. Очевидно, что правы и те и другие.

Многие из ключевых преобразований последних десятилетий явились ответом на массовый спрос. Экспансия высшего образования была обусловлена переходом к постиндустриальной экономике, ростом сферы услуг и экономики знаний.

Университеты и академические системы разработали собственные стратегии, позволяющие им пользоваться преимуществами новой глобальной среды и привлекать иностранных студентов. Некоторые университеты в неангло-язычных странах ввели у себя программы на английском языке для привлечения студентов из других стран. Университеты установили партнерские связи с учебными заведениями в других странах с целью организации предложения степеней и академических программ, ведения научно-исследовательских проектов и сотрудничества в различных направлениях. Филиалы корпусов, оффшорные академические программы и франшизные соглашения для академических степеней – это лишь несколько проявлений такой стратегии интернационализации.

Серьезнейшая проблема, которая стоит перед высшим образованием, – как сделать международные возможности равно доступными для всех. Студенты и ученые, которые пользуются новыми возможностями глобализованной среды высшего образования, это, по большей части, представители богатейших или иным образом социально привилегированных слоев населения. Если нынешние тенденции интернационализации сохранятся, то распределение богатства и таланта в мире будет и дальше страдать перекосами.

Хотя качество является многомерной концепцией, в большинстве стран мира создана модель оценки высшего образования. В отличие от моделей прошлого в основе новой модели лежит оценка экспертами, а не оценка правительственными структурами. Высшее учебное заведение все чаще оценивается по отношению к установленной им самим миссии, а не по отношению к некоторой вузовской модели, которая определена регулирующим органом. Во многих случаях регулирующая функция многих государственных и полугосударственных учреждений превращается в функцию аттестации. Все больший акцент делается на «результаты» высшего образования – эксперты по оценке ищут новые данные и показатели, демонстрирующие, что студенты достигли определенных целей как результат своего образования.

Вышеприведенные извлечения свидетельствуют о полезности и ценности ряда выводов и рекомендаций для стран, осуществляющих модернизацию своих национальных образовательных систем.

Избранный нашей страной вектор взаимодействия с Болонским процессом обязывает нас максимально учесть европейские измерения модернизации системы высшего образования, извлечь и адаптировать опыт лучших европейских образовательных практик при проектировании белорусских стандартов высшего образования третьего поколения. При этом целесообразно учесть комплексный аналитический документ Болонского процесса «Тенденции 2010: десятилетие перемен в европейском высшем образовании».

Необходим дифференцированный подход к срокам подготовки специалистов, дифференциации образовательных программ и содержания обучения по уровням сложности. При любых сроках подготовки резко возрастают роль и доля практико-ориентированной подготовки будущих специалистов. Это должно найти соответствующее отражение в нормативно-методических документах, учебных планах, обновляемых образовательных технологиях. Для получения современных инновационно и практико-ориентированных компетенций необходимо сокращение объема аудиторной нагрузки и увеличение до 30-50% самостоятельной работы студентов, в том числе и под руководством преподавателей на основе создания современных учебно-методических комплексов. Качество подготовки специалистов будет осуществляться путем оптимизации содержания образовательных программ высшего образования, корректировки сроков подготовки, сокращения непрофильных дисциплин, усиления практической направленности подготовки за счет перераспределения часов на практическую подготовку и ряда других мер. Стержневой основой образовательных стандартов является принятый в мире компетентностный подход, который позволяет более точно сформулировать требования к выпускникам, их профессиональным и личностным компетенциям. Возрастает роль инновационной компоненты.

Реализуемый договор о сотрудничестве в области образования и науки между Белорусским национальным техническим университетом, Ижевским государственным техническим университетом им. Калашникова М.Т., Институтом тепломассообмена им. Лыкова

Национальной академии наук Беларуси является подтверждением принятого компетентностного подхода.

Высокорезультативными являются экспериментальные исследования в рамках Международной научно-исследовательской лаборатории «ИНТЕРНАНОТЕХ», учрежденной БНТУ, Венским ТУ и ИжГТУ [4].

ЛИТЕРАТУРА

1. Кодекс Республики Беларусь об образовании / Нац. реестр правовых актов Республики Беларусь 2/1795 от 17.01.2011.
2. Жук, А.И. Высшее образование Республики Беларусь от Болонского процесса к европейскому пространству высшего образования / А.И. Жук. – Высш. школа, 2010. – №5. – 3-10 с.
3. Демчук, М.И. Проектирование стандартов высшего образования третьего поколения: преемственность и новации / М.И. Демчук, А.В. Макаров // Высш. школа, 2012. – №5. – 3-9 с.
4. Леонович, С.Н. Исследования и разработка наноматериалов в строительстве – международная комплексная научно-исследовательская лаборатория «Интернанотех» / С.Н. Леонович. – Строительная наука и техника, 2008. – 2 с.

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

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.012.3

**EFFECT OF SULFATES ON BOND BEHAVIOR BETWEEN
CARBON FIBER REINFORCED
POLYMER SHEETS AND CONCRETE**

ALSHARIE HESHAM, KHAWLA ALSA'DI

Introduction

The presence of sulfate in soils, groundwater, sea water, decaying organic matter, and industrial effluent surrounding a concrete structure pose a major threat to the long term durability of the concrete exposed to the environments, represented in Cracking, Spalling, Increased permeability and Strength loss.

Rehabilitation techniques have been used to regain shear strength capacity and prevent failure of reinforced concrete members. The behavior of the interface between the FRP and the concrete is the key factor controlling debonding failures in FRP-strengthened RC structures.

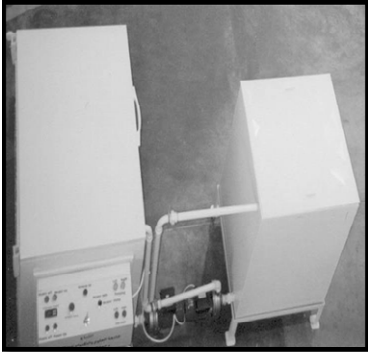
Effective repair with external FRP reinforcement requires a strong bond between the repair laminates and the sulfate-damage concrete substrate. Consequently, evaluating the reduction in bond at various levels of sulfate attack is fundamental for a successful repair design.

Experimental Program

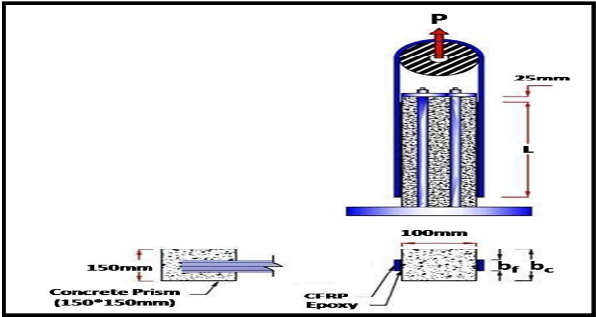
A single concrete mixture was prepared at w/c ratio of 0.65 using Type I ordinary cement with coarse limestone aggregate, and a mixture of fine limestone and silica sand, before used to prepare specimens (150x150x100 mm) and standard cylinder (150x300 mm) specimens. Specimens were cured in water for 28 days before treated in 2.5%

Na_2SO_4 and 2.5% Mg_2SO_4 solution using a special treatment chamber before bonded to CFRP sheets. Other set of specimens were cured in lime water for specific period before bonded to CFRP sheets and transferred to the sulfate solution chamber for treatment. A third set of specimens without and with bonded CFRP were kept in lime water, as controls. The compressive mechanical properties were evaluated for control specimens as well as for those subjected to different stages of sulfate treatment (stages I to II) using standard cylinders (150x300 mm), whereas shear strength-slip relationship evaluated for prismatic pull-off specimens using a special setup. The experimental results obtained for control and sulfate-treated concrete specimens were compared to determine the effectiveness of sulfate in controlling the bond strength.

Experimental Program



The conditioning unit used for cyclic treatment in the sulfate solution.



Effect of Sulfate Treatment on Bond-Slip Behavior

✓ Bond-slip behavior of pull-off specimens bonded to CFRP sheets after sulfate cyclic treatment.

Concrete specimens	Width (mm)	Length (mm)	Pu (kN)	τ_{max} (MPa)	Slip (mm)
Control	50	85	16.20	3.82	0.18
	100	85	25.90	3.05	0.14
	150	85	30.74	2.41	0.11
	100	65	22.02	3.39	0.13
Stage I	50	85	12.96	3.05	0.14
	100	85	20.72	2.44	0.11
	150	85	24.60	1.93	0.09
	100	65	17.62	2.71	0.10
Stage II	50	85	9.72	2.29	0.11
	100	85	15.54	1.83	0.09
	150	85	18.44	1.45	0.07
	100	65	13.21	2.03	0.05

Effect of Sulfate Treatment on Bond-Slip Behavior

✓ Percent Reduction in bond stress and bond slip under several parameters

Concrete specimens	Width (mm)	Length (mm)	Loss in τ_{max}	Loss in Slip
Control	50	85	0 %	0 %
	100	85	0 %	0 %
	150	85	0 %	0 %
	100	65	0 %	0 %
Stage I	50	85	20%	22%
	100	85	20%	22%
	150	85	20%	22%
	100	65	20%	31%
Stage II	50	85	40%	40%
	100	85	40%	40%
	150	85	40%	40%
	100	65	40%	66%

Effect of Sulfate Treatment on Bond-Slip Behavior

Concrete specimens	Width (mm)	Length (mm)	Pu (kN)	τ_{\max} (MPa)	Slip (mm)
Control	50	85	16.20	3.82	0.18
	100	85	25.90	3.05	0.14
Stage I	50	85	14.04	3.60	0.16
	100	85	22.49	2.65	0.13
Stage II	50	85	10.50	2.47	0.12
	100	85	16.87	1.99	0.10

Effect of Sulfate Treatment on Bond-Slip Behavior

Percent Reduction in bond stress and bond slip under several parameters

Concrete specimens	Width (mm)	Length (mm)	Loss in τ_{\max}	Loss in Slip
Control	50	85	0%	0%
	100	85	0%	0%
Stage I	50	85	6 %	11%
	100	85	13%	11%
Stage II	50	85	35%	31%
	100	85	35%	31%



Conclusion

The trend behavior for bond-slip curves for double shear pull-off specimens showed no noticeable change after being exposed to sulfate attack.

Exposure of double shear pull-off specimens to sulfate cyclic treatment influenced negatively bond behavior as bond strength was reduced by 20% and 40% after stages I and II, whereas slip at failure was reduced by 22% and 40%, respectively.

Bonding of CFRP to concrete prior to sulfate treatment imparted higher bond strength as compared to that when concrete was subjected to sulfate treatment prior to bonding to CFRP sheets.

The percentages reduction in bond stress and corresponding bond slip at failure were not affected by CFRP bonded width.

As bond length was increased the bond strength and corresponding slippage were decreased and increased significantly.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.012.3

**РАБОТА ПЛИТ ПУСТОТНОГО НАСТИЛА ПРИ ИЗГИБЕ
С КРУЧЕНИЕМ**

АВЛАСКО Е.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Одним из распространенных видов нагружений, создающих сложное напряженное состояние в элементах железобетонных конструкций, является совместное действие изгибающего и крутящего моментов. В любом конструктивном элементе, работающем на изгиб, возникает кручение за счет случайного эксцентриситета, обусловленного асимметрией сечения, неоднородностью материалов или внецентренным приложением вертикальной нагрузки [2, 6].

Характер разрушения при изгибе с кручением зависит от формы поперечного сечения, схемы поперечного и продольного армирования, а также от соотношения ресурса прочности бетона на сжатие и ресурса прочности арматурной стали на растяжение [3].

На сегодняшний день в практике строительства получили широкое распространение многопустотные железобетонные плиты безопалубочного формования. Благодаря своей большой несущей способности, большому пролету и значительно лучшему качеству они все чаще применяются при строительстве различных зданий и сооружений.

Работа многопустотных железобетонных плит безопалубочного формования в условиях изгиба с кручением является малоисследо-

ванным направлением. Вопрос о характере разрушения, несущей способности, трещиностойкости и деформативности этих конструкций в условиях такого напряженно-деформированного состояния остается открытым [1, с.187-188].

Цель проводимых исследований – определение основных параметров, связанных с прочностью, деформативностью, образованием и раскрытием трещин многопустотных железобетонных плит безопалубочного формования, работающих на изгиб с кручением.

Для решения поставленных задач проводились экспериментальные исследования по специально разработанной методике. Опытные образцы – многопустотные железобетонные плиты безопалубочного формования, выполненные на оборудовании «Вибропресс» (Россия) в соответствии с требованиями СТБ1383-2003 [5] по типовой серии [4], из тяжелого бетона длиной 6000 мм, шириной 1195 мм, толщиной 220 мм, под расчетную нагрузку 8,0 кПа, армированные высокопрочной проволокой S1400 Ø5 мм.

Для проведения эксперимента была разработана установка испытаний, в соответствии с которой опытные образцы нагружались при помощи гидравлического пресса и траверс, распределяющих нагрузку на необходимое количество составляющих.

Опытные конструкции были разделены на 2 серии: первая – серия плит, испытанных на кручение (П1 - П3), вторая – серия плит, испытанных на изгиб с кручением с разными соотношениями крутящего и изгибающего моментов (П4 - П7). Соотношения моментов были выбраны таким образом, чтобы во всех плитах второй серии после испытаний получить пространственную трещину под различным углом наклона.

Нагрузка прикладывалась этапами (по 0,1 от разрушающей). На каждом этапе нагружения проводились измерения деформаций, ширины раскрытия трещин и прогиба.

Прогибы в опытных плитах измерялись с помощью прогибомера с ценой деления 0,01 мм. Прогибомеры устанавливались на специальной рамке, таким образом, чтобы учитывать подвижность основания испытательной установки.

Относительные деформации бетона в зоне действия максимальных моментов измерялись индикаторами часового типа, установленными на базе 200 мм.

Образование и развитие трещин в опытных плитах фиксировались визуально. Для определения ширины раскрытия трещин использовался отсчетный микроскоп МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм.

Схема испытательной установки приведена на рисунке 1.

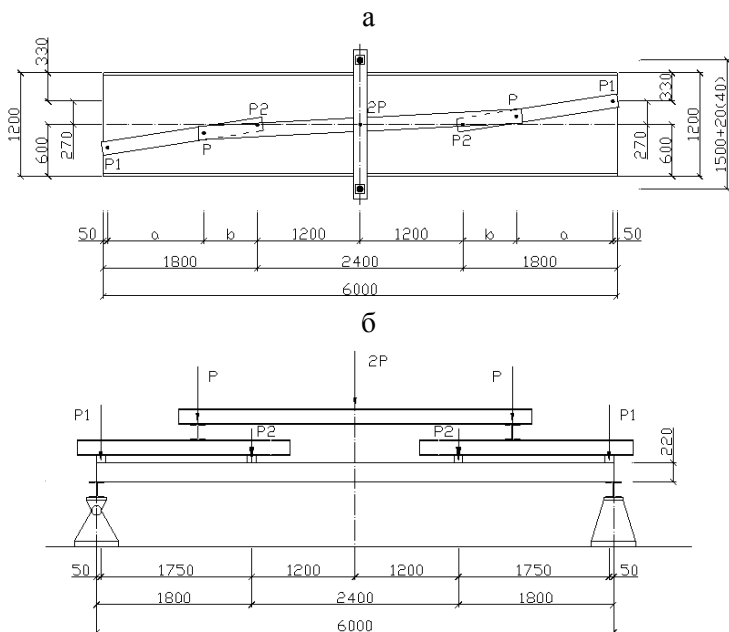


Рис. 1. Установка для испытаний: а – вид сверху; б – вид сбоку

При проведении экспериментальных исследований определялись основные параметры, связанные с прочностью, деформативностью, образованием и раскрытием трещин в многопустотных железобетонных плитах безопалубочного формования при кручении и изгибе с кручением. Было выяснено, что характер работы таких конструкций зависел в основном от соотношения крутящего (T_{exp}) и изгибающего (M_{exp}) моментов.

Проведенные исследования показали, что в опытных плитах первой серии (П1 - П3), испытанных на кручение, происходило мгновенное образование трещины на верхней полке плиты под углом к продольной оси приблизительно 45° .

Опытные плиты второй серии, испытанные на совместное действие изгиба с кручением, разрушились по пространственному сечению. В плитах П4 - П6 спиральные трещины развивались только

в зоне, растянутой от совместного действия изгибающего и крутящего моментов (по нижней полке и боковым граням), в плите П7 – по всему контуру сечения. Угол наклона трещин к продольной оси в разных плитах второй серии варьировался в зависимости от соотношения моментов, рис.2.

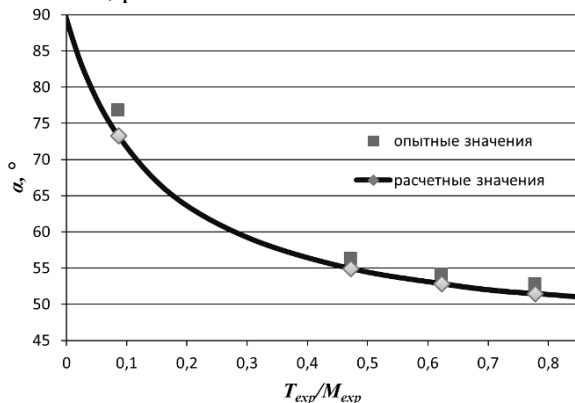


Рис. 2. Зависимость угла наклона трещин к продольной оси α от соотношения моментов

Если значение крутящего момента было невелико, как в плите П4, то характер образования и развития трещин почти не отличался от обычных изгибаемых преднапряженных элементов. С увеличением крутящего момента была отмечена закономерность смещения области развития трещин в противоположную от кручения сторону. Также было отмечено, что изгиб увеличивал сжимающие напряжения на верхней грани, и, таким образом, вызывал увеличение крутящего момента, при котором появлялась первая трещина. Кручение же, как изгиб, вызывало появление растягивающих напряжений на нижней грани и, таким образом, снижало величину изгибающего момента, при котором образовывалась первая трещина. Стоит отметить, что эти зависимости уже были описаны многими исследователями.

Подводя итог можно сделать следующие выводы:

- при проведении экспериментальных исследований получены опытные данные о прочности и жесткости многопустотных железобетонных плит безопалубочного формования при кручении и изгибе с кручением;
- выявлена особенность трещинообразования опытных конструкций;

– получена зависимость угла наклона трещин к продольной оси от величины крутящего момента.

Наряду с определением основных параметров, связанных с прочностью, деформативностью, образованием и раскрытием трещин были сформулированы предпосылки и разработана методика расчета по прочности, а также выполнено компьютерное моделирование работы данных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Авласко Е.В., Лазовский Д.Н. Экспериментальные исследования многопустотных железобетонных плит безопалубочного формования при совместном действии изгиба с кручением// Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сб. науч. трудов. Том 1.- Новополоцк: ПГУ, 2012. - С.187-191.

2. Сафонов А.Г. Расчет прочности железобетонных конструкций при кручении с изгибом: Автореф. дис...канд. техн. наук: 05.23.01.- Орел, 2009.- 19 с.

3. Хаменок Е.В. Обзор методов расчета железобетонных элементов, работающих на изгиб с кручением // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. Сборник научных трудов XVII международного научно-методического семинара. Гродно: ГрГУ, 2010. - С.224-228.

4. Серия Б1.041.1-5.09. «Плиты железобетонные многопустотные предварительно напряженные безопалубочного формования на оборудовании «Вибропресс» (Россия).

5. СТБ 1383-2003. Плиты покрытий и перекрытий железобетонные для зданий и сооружений. Технические условия.

6. Pajari Matti. Shear-torsion interaction tests on single hollow core slabs. Espoo 2004. VTT Tiedotteita – Research Notes 2275. 76 p. + app. 122 p.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.014

**СОПОСТАВИТЕЛЬНЫЕ РАСЧЕТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ
КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ
ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ И ЕВРОПЕЙСКИМ НОРМАМ**

ЖАБИНСКИЙ А.Н., МАРТЫНОВ Ю.С., НАДОЛЬСКИЙ В.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

Объектом проведения работы являются европейские нормы проектирования (Еврокоды) и строительные нормы Республики Беларусь, применяемые в строительном проектировании. Настоящая работа была выполнена в соответствии договором 37-ИФН/13 от 26.07.2013г. с РУП Стройтехнорм на тему “Проведение сопоставительных расчетов конструкций (металлических, деревянных, железобетонных) при проектировании, выполненных по строительным нормам Республики Беларусь и европейским нормам проектирования (Еврокодам) с последующим сравнительным анализом полученных результатов”.

Программой договора было предусмотрено проведение расчета строительных конструкций начиная с определения нагрузок и воздействий, РСУ и подбором сечений по национальным и европейским нормам (Еврокодам), которые, в ряде случаев, имеют значительные отличия. Одним из этапов договора являлось проведение расчета стальных конструкций для конкретного здания и сооруже-

ния по строительным нормам Республики Беларусь и европейским нормам проектирования (Еврокодам) с последующим сравнительным анализом полученных результатов.

1 Исходные данные

Место строительства г. Минск. Промышленное двухэтажное здание прямоугольное в плане. Габариты здания в осях 24×60 м. Здание разбито на два пролета 8 м и 16 м. Шаг поперечных рам 6.0 м. Отметка первого этажа +6.000, отметка опирания стропильной фермы +12.000. Высота здания в коньке 12.85 м. Кровля с уклоном 5% (рис. 1).

Сопряжение крайних колонн с фундаментами – жесткое в плоскости рамы и шарнирное из плоскости рамы. Сопряжение средней колонны с фундаментами – шарнирное. Жесткость каркаса в продольном направлении обеспечивается установкой вертикальных и горизонтальных связей, а также жесткими дисками перекрытия и покрытия.

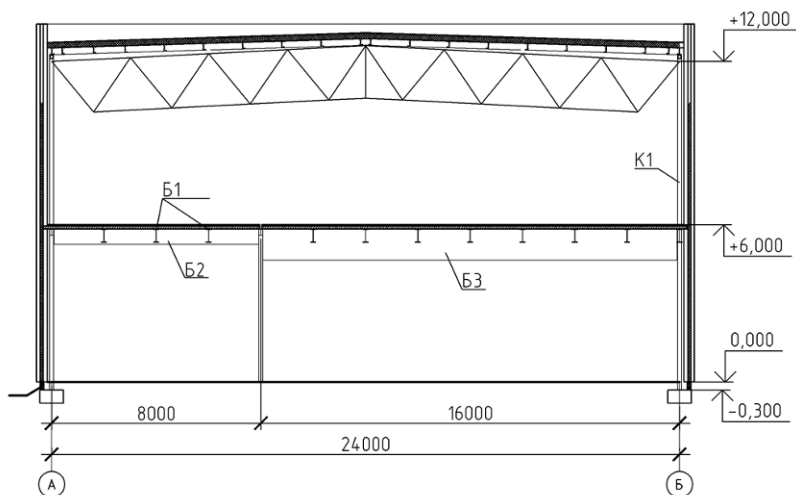


Рис. 1. Поперечный разрез здания

2. Результаты исследования

На основании проведенных расчетов строительных конструкций, выполненных на всех этапах проектирования начиная со сбора нагрузок и воздействий и заканчивая проектированием сечений элементов каркаса здания по строительным нормам Республики

Беларусь и европейским нормам проектирования (Еврокодам), а так же проведенного анализа полученных данных, позволяют сделать следующие выводы.

2.1. Для стальных конструкций расчетные значения нагрузок и воздействий, рассчитанных по национальным нормам (СНиП) и по адаптированным для РБ европейским нормам (ТКП EN с Национальными приложениями) составляют:

- постоянные и временные нагрузки, рассчитанные на покрытие и перекрытие по ТКП EN - превышают их значения, вычисленные по СНиП, в среднем на 13% – 25%. Это объясняется использованием в нормативных документах различных значений коэффициентов надежности по нагрузке [1] и частных коэффициентов по [3];

- снеговые нагрузки, рассчитанные по ТКП EN [4] превышают значения, определенные по СНиП [1]. Это объясняется тем, что величина нормативного значения снегового покрова принята в ТКП EN больше чем в СНиП, в среднем для всей территории Республики в 1.4-1.5 раза и вызвана разной обеспеченностью нормативного значения нагрузок по этим документам. При дальнейших расчетах значения нагрузок выравнивается за счет коэффициентов (μ , C_e , C_s), однако конечный результат по ТКП EN оказывается в среднем в 1.2-1.3 раза больше чем по СНиП;

- ветровые воздействия на здания, подсчитанные по ТКП EN [5] превышают значения по СНиП [1], примерно, в 1,5-2 раза. Существенное отличие в значениях ветровых давлений возникает за счет того, что в ТКП EN независимо от типа здания, его геометрических характеристик и типа местности, учитывается динамическая составляющая ветрового давления и принимаются аэродинамические коэффициенты с большим значением, чем в СНиП.

2.2. Анализ результатов статического расчета ПРЗ, выполненный в соответствие с рекомендациями национальных СНиП [6] и европейских норм ТКП EN [8] показал, что значения внутренних усилий в элементах согласно Еврокодам на 20-30% больше, чем - по СНиП. Это вызвано тем, что нормативные значения нагрузок по ТКП EN больше, применяются большие значения коэффициентов надежности по нагрузке, чем по СНиП. При составлении комбинаций внутренних усилий по двум нормативным документам используются разные коэффициенты сочетаний, а так же при расчете поперечной рамы по ТКП EN, помимо основных нагрузок, необходимо учиты-

вать эквивалентные горизонтальные усилия в этажах рамы, учитывающие начальные несовершенства конструкций.

2.3. Анализ результатов статического расчета ПРЗ, выполненный в соответствии с рекомендациями национальных СНиП [6] и европейских норм ТКП EN [8] показал, что значения внутренних усилий в элементах согласно Еврокодам на 20-30% больше, чем - по СНиП. Это вызвано тем, что нормативные значения нагрузок по ТКП EN больше, применяются большие значения коэффициентов надежности по нагрузке, чем по СНиП. При составлении комбинаций внутренних усилий по двум нормативным документам используются разные коэффициенты сочетаний, а так же при расчете поперечной рамы по ТКП EN, помимо основных нагрузок, необходимо учитывать эквивалентные горизонтальные усилия в этажах рамы, учитывающие начальные несовершенства конструкций.

2.4. Сопоставительный анализ расчета стальных конструкций по национальным СНиП и европейским нормам ТКП EN показал, что стальные конструкции, рассчитанные по Еврокодам, примерно, на 10–35% имеют больший расход материалов. Это объясняется более высокой степенью надежности, принятой при проектировании стальных конструкций по Европейским нормам.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.01.07-85. «Нагрузки и воздействия».
2. Изменения №1 РБ СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
3. СТБ EN 1991-1-1-2007. Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания / Минск: Минстройархитектуры, 2007.
4. ТКП EN 1991-1-3. Воздействие на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые воздействия/ Минск: Минстройархитектуры, 2009. – 52 с.
5. ТКП EN 1991-1-4 Воздействие на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия. / Минск: Минстройархитектуры, 2009. – 52 с.
6. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР, - М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96с.

7. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогобы и перемещения) /Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. - 8 с.

8. ТКП EN 1993-1-1-2009 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» - М: МАиС, 2009.

9. ТКП EN 1993-1-5-2009 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций» - М: МАиС, 2010.

10. ТКП EN 1990-2011 «Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций» - М: МАиС, 2012.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 69.057.52:691-419

**ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СОЕДИНЕНИЯ
МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ЗАМКА С ЭЛЕМЕНТАМИ
НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКИ СТЕН ИЗ ЦЕМЕНТНО-
СТРУЖЕЧНЫХ ПЛИТ**

ЖУК В.В.

Брестский государственный технический университет
Брест, Беларусь

Введение

В настоящее время в Республике Беларусь налажено производство элементов несъемной опалубки с применением цементно-стружечных плит (ЦСП) по технологии австрийской фирмы VST Grup [4]. Сущность этой технологии заключается в том, что в качестве опалубки используются ЦСП, раскроенные и скрепленные специальными металлическими замками в заводских условиях и смонтированные на строительной площадке, в промежуточное пространство которых подается самоуплотняющийся бетон, образующий вместе с арматурными изделиями, установленными до соединения замков, и несъемной опалубкой каркас здания. Такая технология позволяет значительно уменьшить трудозатраты – на том же объеме, что сейчас выполняется традиционными методами строительства, задействуется в 4 раза меньше рабочих [1].

Наиболее ответственным изделием элементов несъемной опалубки является специальный металлический замок, состоящий из

двух профилей L240 (уголок) и одного профиля DS (распорка), изготовленных методом штамповки из тонколистовой стали. С помощью шурупов профили L240 с шагом 450 мм по высоте и 250 мм по ширине крепятся к цементно-стружечным плитам. После установки арматурных изделий в соответствии с исполнительной документацией и проверки комплектности обеих частей опалубки на специальном стенде производится процесс соединения замков (рис. 1).



Рис. 1. Фрагмент элемента несъемной опалубки стены из ЦСП

Целью настоящей работы являются экспериментальные исследования соединения металлического замка с элементами несъемной опалубки стен из ЦСП на действие кратковременной горизонтальной нагрузки, возникающей в процессе бетонирования конструкции.

Характеристика объекта исследования

Работа выполнялась в два этапа. На первом этапе было определено удельное сопротивление выдёргиванию шурупов из ЦСП с размерами $b \times l \times \delta = 50 \times 50 \times 24$ мм. На втором этапе испытаниям кратковременной нагрузкой на растяжение (моделирование распорного действия бетонной смеси на щит опалубки) были подвергнуты фрагменты несъемной опалубки, изготовленные из двух цементно-стружечных плит размерами $b \times l \times \delta = 250 \times 450 \times 24$ мм, соединённых между собой одним замком.

Малые образцы ЦСП с шурупами и фрагменты несъемной опалубки были изготовлены на оборудовании и производственных площадях филиала «Завод ЖБК» ОАО «Строительный трест №8».

Методика экспериментальных исследований

Образцы ЦСП для определения удельного сопротивления шурупов были изготовлены с учетом требований [6] размерами 50×50×24 мм. В образец перпендикулярно пласти плиты в предварительно высверленное отверстие диаметром 4,5 мм ввинчивался шуруп диаметром 5 мм и длиной 40 мм на глубину 22 мм. Образец ЦСП с шурупом закладывался в специально изготовленное приспособление [3], прикреплённое к нижнему и верхнему захватам испытательной машины МР-0,5-1 (рис. 2). Шурупы выдергивались при непрерывном перемещении головки испытательной машины с постоянной скоростью. Скорость была принята такой, чтобы время испытания было не менее 1 и не более 2 минут. Максимальная нагрузка P_{max} определялась с погрешностью 1%. Удельное сопротивление выдергиванию шурупов ($q_{ш}$) в Н/мм вычислялось с точностью до 0,1 Н/мм по формуле:

$$q_{ш} = \frac{P_{max}}{l} \quad (1)$$

где P_{max} – наибольшая нагрузка, Н;

l – длина несущей резьбовой части шурупа, мм.

Для испытания фрагментов несъемной опалубки стен из ЦСП была изготовлена оснастка (рис. 3). Испытательная оснастка обеспечивала работу образца с максимальным приближением к условиям работы соединения в элементе несъемной опалубки стены

в процессе бетонирования конструкции. Испытания проводились на разрывной машине с максимальной нагрузкой по шкале до 20 кН.



Рис. 2. Приспособление для выдергивания шурупов



Рис. 3. Испытание фрагмента несъемной опалубки из ЦСП

Скорость движения захвата обеспечивала разрушение испытываемого образца за 1-3 минуты.

Анализ результатов испытаний

Результаты статической обработки опытных данных испытания 29 образцов показали, что средняя величина выдёргивающей нагрузки составляет 2,74 кН на один шуруп, а удельное сопротивление выдергиванию шурупов, определённое по формуле (1) – 124,7 Н/мм. Результаты испытаний согласуются с данными, полученными в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и ЦНИИПромзданий [2].

При испытании пяти образцов фрагментов несъемной опалубки стен на растяжение средняя величина разрушающей нагрузки составила 5,0 кН. С учётом крепления уголков L240 к ЦСП пятью шурупами диаметром 5мм величина выдергивающей нагрузки на один шуруп составляет 1,00 кН. Отметим, что характер разрушения образцов неодинаковый – в одном образце произошло раскрытие металлического замка (рис. 4,а), в двух образцах – выдёргивание крепёжных шурупов из ЦСП (рис. 4,б), в двух образцах - излом ЦСП по плоскости установки шурупов.

а).



б).



а – раскрытие металлического замка; б – выдёргивание крепёжных шурупов из ЦСП

Рис. 4. Характер разрушения фрагментов несъёмной опалубки

Сравнительный анализ полученных данных испытаний на выдёргивание шурупов из ЦСП и образцов фрагментов несъёмной опалубки показал, что средняя величина выдёргивающей нагрузки в последнем случае в 2,74 раза меньше. По нашему мнению, это связано с внецентренным приложением растягивающего усилия к крепёжным шурупам металлического замка – ось шурупов смещена от оси приложения растягивающего усилия (рис. 4,а) на 10 мм. Характер разрушения малых образцов и фрагментов несъёмной опалубки косвенно подтверждает наше предположение. Так, при определении удельного сопротивления выдёргиванию шурупов ось шурупа совпала с осью приспособления (рис. 2), и в результате при испытаниях образцов шурупы выдёргивались из плиты без нарушения её целостности рядом с отверстием. При испытаниях образцов фрагментов несъёмной опалубки (рис. 4,б) при выдёргивании шурупов вырывался и верхний слой материала по площади контакта уголка L240 с ЦСП.

Полученные данные о несущей способности соединения металлического замка ($P = 4,42 \div 5,6$ кН) согласуются с данными испытаний, полученными специалистами аналогичного по профилю предприятия в Республике Словакия (VST Verbundschalungstechnik) при

испытаниях фрагментов несъемной опалубки стен размерами $b \times l \times \delta = 450 \times 450 \times 24$ мм ($P = 3,90 \div 5,90$ кН) [5].

В соответствии с рекомендациями обязательного приложения 11 [7] при расчёте опалубки монолитных бетонных и железобетонных конструкций должны приниматься горизонтальные нагрузки от давления свежесуложенной бетонной смеси и нагрузки от сотрясений, возникающих при укладке бетонной смеси в опалубку бетонной конструкции.

Интенсивность максимального бокового давления бетонной смеси на опалубку определяется по формуле:

$$P_{max} = \gamma \cdot H, \quad (2)$$

где γ – объёмная масса бетонной смеси;

H – высота уложенного слоя бетонной смеси.

При уровне заполнения бетонной смесью элемента несъемной опалубки 1,226+0 м и плотности самоуплотняющего бетона 2454 кг/м³ $P_{max} = 29,45$ кПа. Величина горизонтальной нагрузки на боковую опалубку при подаче бетона из бетоновода составляет 4 кПа (таблица 2, Прил. 11 [7]). При расчёте элементов опалубки по несущей способности вышеприведённые значения нормативной нагрузки необходимо умножить на коэффициент перегрузки равный 1,3 (таблица 4, Прил. 11 [7]). Металлические замки нижнего яруса, расположенные на расстоянии 275 мм от низа элемента несъемной опалубки, воспринимают усилие: только от бокового давления свежесуложенной смеси – 3,79 кН; с учётом нагрузки, возникающей при укладке бетонной смеси в опалубку – 4,44 кН.

Отметим, что согласно [5] теоретическая несущая способность одного металлического замка принята 2,21 кН, что связано с отличием технологии бетонирования конструкции – уровень заполнения опалубки бетонной смесью принят 1,0 м и, очевидно, технологический процесс бетонирования конструкции исключает нагрузки от сотрясений, возникающие при укладке бетонной смеси в опалубку.

Заключение

На основании выполненных экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Средняя величина выдергивающей нагрузки составляет 2,74 кН на один шуруп, что в 2,74 раза больше величины выдергивающей нагрузки на один шуруп, полученной при испытаниях фрагментов несъемной опалубки.

2. Несущая способность соединения металлических замков с ЦСП по результатам испытаний фрагментов несъёмной опалубки на растяжение составляет 5,0 кН, что больше теоретической несущей способности 4,44 кН, определенной с учетом рекомендаций [7].

3. Полученные результаты экспериментальных исследований могут служить предпосылкой для корректировки конструктивного решения несъёмной опалубки из ЦСП и положений технических условий ТУ ВУ 200002603.001-2011 в части конструкции элементов металлического замка и его крепления к ЦСП.

ЛИТЕРАТУРА

1. Австрийское ноу-хау в строительной отрасли Беларуси. - 2011. - Режим доступа: <http://bsc.by/story/avstriyskoe-nou-hau-v-stroitelnoy-otrasli-belarusi>. - Дата доступа 09.01.2013.

2. Бойтемирова, И.Н. Ограждающие конструкции с применением цементно-стружечных плит / И.Н. Бойтемирова, Г.В. Изотова, Н.С. Ермолин. – М.: ВНИПИЭИлеспром, 1983. С. 2-10. – (экспресс-информация. Механическая обработка древесины; Вып. 6./Всес. науч.-иссл. и проект.ин-т экономики, орг-цииупр.пр-вом и информ. по лесной, целл.-бум. и деревообр.пром-сти).

3. Древесина. Метод определения удельного сопротивления выдёргиванию гвоздей и шурупов: ГОСТ 16483.33-77* (СТ СЭВ 2364-80). – Введ. 01.01.1978. – М.: Издательство стандартов, 1981. – 5с.

4. Национальный Интернет-портал Республики Беларусь [Электронный ресурс]. – Брест, 2013. – Режим доступа: www.easybuildirg.ru. – Дата доступа: 10.02.2013.

5. Организационная директива ОС-06. Испытание на разрыв винтового соединения анкеровки металлических стеновых замков: VST Verbundschalungstechnik, s.r.o. – Нитра: – 7с.

6. Плиты древесностружечные. Метод определения удельного сопротивления выдёргиванию гвоздей и шурупов: ГОСТ 10637-78*. – Введ. 01.01.1980. – М.: Издательство стандартов, 1987. – 4с., с изменением 1,2.

7. Строительные нормы и правила. Несущие и ограждающие конструкции. СНиП 3.03.01-87. – Введ. 01.07.1988. – М.: Госстрой СССР, 1991. – 192с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК [691-419-034+691.619.8+691.175]:620.172.242(08374)

**РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЭНДВИЧ-ПАНЕЛЕЙ
С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СТАНДАРТОВ
ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА**

ЗГИРОВСКИЙ А.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В условиях становления рыночной экономики существенно возрастают требования к качеству строительства, что способствует применению новых современных строительных материалов и конструкций. Среди легких ограждающих конструкций наиболее перспективными являются металлические панели с утеплителем типа «сэндвич». Они отличаются небольшой массой, незначительными затратами на изготовление, транспортировку и монтаж, а также позволяют сократить сроки по возведению зданий. Нагрузка на каркас и фундамент здания при их применении существенно снижается, что делает их более предпочтительными по сравнению с другими ограждающими конструкциями. Возможно применение таких панелей в быстровозводимых сборно-разборных зданиях.

В Республике Беларусь за последнее десятилетие накоплен определенный опыт строительства зданий и сооружений с применением стеновых и кровельных металлических панелей с утеплителем. На территории нашей республики, а также и её пределами возведено большое количество промышленных и общественных зданий, вы-

полненных из панелей данного типа. Ряд фирм-производителей уже более 15 лет обосновались на строительном рынке. Некоторые только приобретают опыт работы в этом сегменте рынка.

Легкость этих конструкций, возможность монтажа на любом каркасе, относительно низкая стоимость, а также эстетическая выразительность делает их перспективными как при строительстве новых зданий, так и при реконструкции и тепловой реабилитации зданий и сооружений. Использование таких конструкций приводит к существенному ресурсосбережению. Качественные материалы, используемые при изготовлении «сэндвич»-панелей – необходимое условие, обеспечивающее высокое качество готовой продукции.

В Республике Беларусь накоплен опыт проектирования, изготовления, монтажа и эксплуатации трехслойных стеновых и кровельных панелей с металлическими обшивками. Трехслойные «сэндвич»-панелей с металлическими обшивками из тонколистовой применяются с утеплителями из различных теплоизоляционных материалов. В настоящий момент в Республики Беларусь создана комплексная нормативная база, регламентирующая как правила проектирования (расчета и конструирования), так и производство данной продукции.

Первоначально проектировщики закладывали в проекты «сэндвич»-панели при проектировании зданий и сооружений, пользуясь экспериментальными данными и не имея возможности оценить в полном объеме все особенности конструкции в зависимости от условий эксплуатации и нагрузок.

Параллельно с проектированием, изготовлением и монтажом «сэндвич»-панелей развивалась и нормативная база. Итогом проведенной работы стал следующий комплекс стандартов Республики Беларусь состоящий из общегосударственные стандарты, такие как СТБ 1610-2006, СТБ 1740-2007, СТБ 1806-2007, СТБ 1807-2007, СТБ 1808-2007, СТБ 1809-2007. Номенклатура показателей качества металлических панелей с утеплителями приведена в соответствии с требованиями СТБ 4.220-98. Следует отметить наличие в Республике Беларусь также такого нормативного документа как ТКП «Панели металлические с утеплителем. Правила проектирования».

При разработке вышеперечисленных за основу СТБ были взяты частично ГОСТы, действующие со времен СССР и положения европейского стандарта EN 14509, который устанавливает требования

к несущим сэндвич панелям заводского изготовления с двухсторонними металлическими обшивками, с устройством продольных стыков внахлест в следующих элементах зданий: а) кровли и кровельные покрытия; б) внешние (наружные) стены; в) перегородки и подвесные потолки внутри зданий. Кроме того, стандарт распространяется на панели для применения в складах-холодильниках.

Европейский стандарт распространяется на такие материалы, применяемые в среднем изоляционном слое, как жесткий полиуретан, экспандированный полистирол, экструдированный пенополистирол, пенофенопласт, пеностекло и минеральная вата.

Применение на практике этого стандарта даст возможность проектным организациям республики при проектировании зданий и сооружений с использованием сэндвич-панелей в полном объеме оценить все особенности конструкции в зависимости от условий эксплуатации и воздействия нагрузок.

Конструкции ограждений (наружных стен, покрытий, перегородок и др.) из панелей металлических с конструкционным утеплителем должны быть запроектированы таким образом, чтобы они, были пригодны к эксплуатации по своему назначению и имели соответствующую долговечность по отношению к затратам на эксплуатацию.

Потенциальное повреждение панелей металлических при изготовлении, транспортировании, хранении и монтаже должно быть исключено применением специальной оснастки и техники, хранением в штабелях на выровненном основании, защитной упаковкой. Панели должны быть защищены от увлажнения на период их хранения, транспортирования и монтажа.

Перечисленным выше требованиям должен отвечать выбор соответствующих материалов, расчетных моделей и конструирование ограждений, назначение необходимых контрольных параметров при изготовлении, монтаже и эксплуатации конструкций.

При расчетах конструкций следует рассматривать условия, в которых они выполняют свои функции, и выбирать наиболее неблагоприятные расчетные ситуации, для которых проверяются условия соответствующих предельных состояний.

При расчете применяемых в ограждениях зданий и сооружений панелей трехслойных металлических учитываются постоянные и временные нагрузки и воздействия. К постоянным нагрузкам отно-

сят собственный вес панелей; к временным нагрузкам и воздействиям – снеговые, ветровые, монтажные, равномерно распределенные на перекрытия нагрузки и перепады температур на обшивках панелей.

Ограждающие конструкции из панелей металлических с утеплителем являются ресурсосберегающими, поэтому должны обеспечивать нормируемые параметры микроклимата помещений при оптимальном энергопотреблении.

Европейский стандарт EN 14509 содержит не только требования по изготовлению, контролю качества, требования к уровню безопасности и к методам испытания, в том числе и на долговечность, а также в этом стандарте имеется обязательное приложение, содержащее положения по методу расчета.

Методы испытания панелей, содержащиеся в евроstandarte, аналогичны методам испытания, содержащимся в национальных стандартах, однако ряд испытаний существенно отличаются от принятых в наших нормах: испытания на растяжение панели в поперечном направлении; прочность на сжатие и модуль сжатия среднего слоя; испытания на сдвиг среднего слоя; испытания по определению показателей сдвига всей панели; испытания по определению жесткости однопролетной панели; определение коэффициента ползучести; взаимодействие изгибающего момента и опорной реакции; определение плотности среднего слоя и массы панели; испытания по определению сопротивления повторяющимся нагрузкам; испытания на устойчивость к проливному дождю при пульсирующем давлении воздуха; испытания на воздухопроницаемость сборной панели; испытания на звукоизоляции и звукопоглощение сборной панели; метод испытаний панелей на долговечность; испытания циклической нагрузкой; испытание резкой сменой температур; испытания на горючесть

Метод расчета панелей, приведенный в EN 14509, является обязательным, механические характеристики предельных состояний могут быть получены также экспериментально.

Рассчитывают несущую способность от влияния нагрузок E_d и сравнивают с расчетным значением сопротивления R_d или соответствующими критериями эксплуатационной пригодности C_d , учитывая при этом частные коэффициенты безопасности материалов γ_M .

Постоянные нагрузки, учитываемые в расчете, должны включать: собственный вес панели (рассчитываемый из номинальных размеров и значений средней плотности); вес постоянных встроенных элементов конструкций и устройств, передающих нагрузку на панель; постоянные деформации, например, из-за температур в холодильных камерах.

Переменные нагрузки должны включать: от снега; транспортные (например, при перемещении по кровле или перекрытию); ветровые нагрузки; монтажные нагрузки; климатические воздействия (например, из-за перепада температур между обшивками панели).

Перепады температур, возникающие из-за разницы между температурой внешней обшивки T_1 и температуры внутренней обшивки T_2 , являются переменными нагрузками.

Если в национальных требованиях не установлены значения температуры наружной обшивки, то допускается применять в зависимости от географической широты, высоты на уровне моря и удаления от моря, на всем европейском континенте применяют четыре основных уровня зимних температур (T_1): 0°C, минус 10°C, минус 20°C и минус 30°C. Температура наружной обшивки панели для кровли со слоем снега составляет 0°C.

Температура внешней обшивки T_1 имеет максимальное значение летом, которое зависит от цвета и отражательной способности поверхности. В качестве минимальных значений для расчетов по предельным состояниям несущей способности и в качестве значений для расчетов по предельным состояниям эксплуатационной пригодности допускается применять следующие значения T_1 :

очень светлые цвета	$R_G = 75-90$	$T_1 = + 55^\circ\text{C}$
светлые цвета	$R_G = 40-74$	$T_1 = + 65^\circ\text{C}$
темные цвета	$R_G = 8-39$	$T_1 = + 80^\circ\text{C}$

где R_G – степень отражения по оксиду магния составляет 100%.

В особых случаях максимальную температуру обшивки, подверженной воздействию солнечного излучения, допускается более точно определять на основе фактически применяемого цвета.

При необходимости, в расчете следует учитывать ползучесть среднего слоя.

Основные сочетания нагрузок сравнивают с соответствующими сопротивлениями для получения требуемого уровня безопасности

для предельного состояния несущей способности и предельного состояния эксплуатационной пригодности.

Для панелей установлены рекомендуемые значения коэффициентов сочетаний и частные коэффициенты безопасности по материалам, которые отражают особенности этих изделий, в частности повышенное значение напряжений и прогибов, вызываемых температурой, значительное изменение свойств в зависимости от характеристик материала среднего слоя, а также влияние ползучести.

Предельное состояние несущей способности, соответствующее максимальной несущей способности панели, определяют по следующим критическим видам разрушения - отдельно взятым или в сочетании: текучесть обшивки панели с последующим разрушением; смятие (местная потеря устойчивости) обшивки панели с последующим разрушением; разрушение при сдвиге среднего слоя; разрушение соединения между обшивкой и средним слоем; разрушение при сдвиге профилированной обшивки; разрушение при сжатии среднего слоя на опоре; разрушение панелей в точках крепления к конструкции.

Нормальное функционирование панелей при эксплуатационных нагрузках. Обеспечивается расчетом предельного состояния эксплуатационной пригодности. Предельное состояние эксплуатационной пригодности характеризуется одним из следующих состояний: текучесть обшивки панели без последующего разрушения; смятие (местная потеря устойчивости) обшивки панели без последующего разрушения; разрушение при сдвиге среднего слоя; разрушение соединения между обшивкой и средним слоем; достижение установленного предела прогиба.

При отсутствии других значений в национальных требованиях для относительного прогиба допускается использовать следующие ориентировочные значения:

Кровли и подвесные потолки:	
– кратковременная нагрузка	– пролет/200;
– длительная нагрузка (включая ползучесть)	– пролет /100
Стены	– пролет /100

Упругий расчет конструкции применяется для предельного состояния эксплуатационной пригодности и может применяться для предельного состояния несущей способности.

Расчет по предельной нагрузке допускается применять только для предельного состояния несущей способности и в случаях, когда определение расчетных параметров основано на применении несущей способности при изгибе на промежуточных опорах. Расчет по предельной нагрузке не допускается применять, если первым видом разрушения является разрушение среднего слоя при сдвиге, за исключением случаев, когда средний слой при упругой деформации имеет достаточную прочность при сдвиге.

Безусловно, по мере приобретения опыта применения ТКП EN 14509, появятся предложения и замечания, что только положительно повлияет на дальнейшее развитие данного направления.

ЛИТЕРАТУРА

1. СТБ 1610-2006 СТБ 1610-2006 «Панели металлические с утеплителем из минераловатных плит и пенопласта. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности и жесткости» – Мн.: Госстандарт, 2006 – 9 с.

2. СТБ 1740 – 2007 «Панели металлические трехслойные с утеплителем из минераловатных плит и пенопласта. Минераловатные плиты и пенопласты. Методы определения прочности и модулей упругости при растяжении, сжатии и сдвиге» – Мн.: Госстандарт, 2007 – 10 с.

3. СТБ 1806-2007 СТБ 1808-2007 «Панели металлические трехслойные с утеплителем из минераловатных плит. Технические условия» – Мн.: Госстандарт, 2007 – 9 с.

4. СТБ 1807-2007 СТБ 1807-2007 «Панели металлические трехслойные стеновые с утеплителем из пенополиуретана. Технические условия» – Мн.: Госстандарт, 2007 – 9 с.

5. СТБ 1808 – 2007 «Панели металлические трехслойные с утеплителем из минераловатных плит. Технические условия» – Мн.: Госстандарт, 2007 – 9 с.

6. СТБ 1809-2007 «Панели металлические двухслойные покрытий зданий с утеплителем из пенополиуретана. Технические условия» – Мн.: Госстандарт, 2007 – 9 с.

7. Тамплон Ф.Ф. «Металлические ограждающие конструкции». – Л.: Стройиздат, 1988. – 248 с.

8. EN 14509:2006 Selbsttragende Sandwich-Elemente mit beidseitigen metalldeckschichten – Werkmäßig hergestellte Produkte - Spezifikationen.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 693.55.033.13

**ЭФФЕКТИВНЫЕ СПОСОБЫ АРМИРОВАНИЯ
МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДИСКОВ
ПЕРЕКРЫТИЙ В ЗОНЕ ОПИРАНИЯ НА КОЛОННЫ**

КОЗЛОВСКИЙ Е.А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

В настоящее время большое количество жилых и общественных зданий в нашей республике возводится из монолитного железобетона. Эта технология имеет некоторые особенности связанные с конструированием несущих узлов и элементов. Особенно остро стоит здесь проблема с расчетом и конструированием стыка монолитного диска перекрытия и колонны.

Конструкция безбалочных перекрытий была запатентована в США в 1902 году. Первое здание в России с такими перекрытиями было построено в Москве в 1908 году, под руководством профессора А.Ф. Лолейта.

Основные принципы конструирования перекрытий с капителями были сформулированы ещё до 50-х годов XX века. Среди множества предложений наиболее интересным можно назвать так называемый «КУБ» (каркас унифицированный безбалочный), разработанный коллективом инженеров НИИЖБ в Москве. Однако ни одна из разработок не вышла в массовую серию. В СССР безбалочные перекрытия массово применялись только на строительстве промзда-

ний. При этом использовалась сборно-монолитная технология возведения.

В настоящей работе произведено исследование различных вариантов армирования монолитного диска перекрытия в зоне их опирания на колонны.

Классификация распределительных систем

Распределительные системы можно классифицировать по следующим признакам:

- ✓ Согласно применяемым материалам – с применением жёсткой арматуры и без неё;
- ✓ Согласно схеме армирования – направленные и ненаправленные;
- ✓ По схеме расположения дополнительной поперечной арматуры – с дополнительным поперечным армированием в радиальном направлении и дополнительным балочным армированием.

Основные виды распределительных систем

1. Элементы с жёсткой арматурой в виде прокатных профилей. Для лучшего сцепления с бетоном к таким элементам дополнительно приваривается сетка по нижней поверхности и арматура по верхним полкам для обеспечения совместности работы прокатного профиля и бетона. Прокатный профиль никогда не следует использовать без усиления приопорной зоны продольным сеточным армированием, установленным как по верхнему, так и по нижнему поясу. Это связано с тем, что несущая способность жёсткой арматуры в разы выше, чем тот же показатель регулярного армирования плиты с учётом работы бетона. Большие перепады несущей способности в приопорной зоне крайне не желательны и могут привести к потере сплошности плиты вследствие среза по контуру прокатного профиля (табл.1, поз.2).

2. Единичные или сгруппированные вертикальные стержни, (табл.1, поз.1, 3, 4) очень удобны при монтаже и экономичны (за исключение варианта отдельных стержней), не требуют дополнительного усиления приопорной зоны, тем самым существенно снижая материалоемкость стыка. Однако в этих вариантах присутствуют заводские сварные соединения, что приводит к их удорожанию. Существует еще один нюанс: согласно СНБ 5.03.01-02 загиб арматуры допускается в стержнях $\varnothing \leq 12$, что ведет к ограничению использования сортамента арматуры для вариантов армирования «змейками» и отдельными стержнями.

3. Хомуты. Довольно материалоемкий вариант, не очень удобный при монтаже. Так же имеет ограничение по использованию сортамента арматуры до $\varnothing \leq 12$ (табл. 1, поз. 5).

4. Плоские каркасы. Очень экономичный вариант, особенно если их располагать в радиальном направлении, с учетом зон продавливания, однако здесь присутствуют сварные соединения (табл. 1, поз. 5).

5. Пространственные каркасы. Обладают теми же недостатками и достоинствами, что и плоские, однако более удобны при монтаже (табл. 1, поз.7).

Был выполнен расчет и конструирование шести вариантов узлов опирания диска перекрытия на колонну монолитного железобетонного безбалочного безкапительного перекрытия.

I прямоугольная колонна среднего ряда: Бетона класса C20/25, арматура класса S400, $V_{sd} = 400$ кН, $h_{плиты} = 220$ мм, $a_{колонны} = 400$ мм, $b_{колонны} = 400$ мм.

II круглая колонна среднего ряда: Бетона класса C20/25, арматура класса S500, $V_{sd} = 350$ кН, $h_{плиты} = 200$ мм, $D_{колонны} = 400$ мм.

III прямоугольная колонна крайнего ряда: Бетона класса C30/37, арматура класса S500, $V_{sd} = 350$ кН, $h_{плиты} = 220$ мм, $a_{колонны} = 400$ мм, $b_{колонны} = 600$ мм.

IV прямоугольная колонна угловая: Бетона класса C35/45, арматура класса S400, $V_{sd} = 450$ кН, $h_{плиты} = 230$ мм, $a_{колонны} = 400$ мм, $b_{колонны} = 600$ мм.

V круглая колонна крайнего ряда: Бетона класса C40/50, арматура класса S500, $V_{sd} = 250$ кН, $h_{плиты} = 200$ мм, $D_{колонны} = 400$ мм.

VI круглая колонна угловая: Бетона класса C45/55, арматура класса S500, $V_{sd} = 170$ кН, $h_{плиты} = 200$ мм, $D_{колонны} = 350$ мм.

Варианты армирования были приняты следующие: гнутые стержни – «змейки» (табл.1, поз.1), жёсткая арматура – швеллера (табл.1, поз.2), стержни с высаженными головками (табл.1, поз.3), отдельные стержни (табл.1, поз.4), хомуты(табл.1, поз.5), плоские каркасы(табл.1, поз.6), и пространственные каркасы(табл.1, поз.7).

Расчеты и конструирование были выполнены согласно СНБ 5.03.01-02.

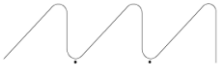

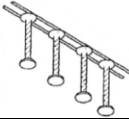

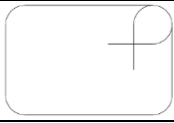

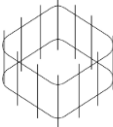
Был произведен сравнительный анализ расхода арматуры на каждый из вариантов армирования при их одинаковой несущей спо-

способности. Учитывался только расход арматуры распределительных систем. Расход продольного армирования усиления места стыка не учитывался.

Результаты этого анализа представлены в таблице 1. Для сравнения принят расход арматуры при армировании гнутыми жестяками – «змейками».

Таблица 1

Результаты анализа

Поз.	Распределительная система	Доля расхода арматуры при расчете №:						Σ/n
		I	II	III	IV	V	VI	
1		1	1	1	1	1	1	1
2		2,15	1,26	1,92	4,61	1,32	3,94	2,53
3		0,63	0,77	0,62	0,72	0,72	0,7	0,69
4		1,41	1,2	1,27	1,34	1,08	1,74	1,34
5		3,35	1,47	2,56	5,21	2,35	4,48	3,24
6		0,89	1,01	0,85	1,04	0,94	0,94	0,94
7		0,8	1,11	0,99	1,25	1,04	0,95	1,02

Выводы

✓ Самыми экономичным вариантами армирования оказались: стержни с высаженными головками (табл.1, поз. 3), гнутые стержни – «змейки» (табл.1, поз. 1), плоские каркасы (табл.1, поз. 6) и пространственные каркасы (табл.1, поз. 7).

✓ Самым неэкономичным вариантом оказался вариант армирования жесткой арматурой (табл.1, поз.2) и хомутами(табл.1, поз.5).

✓ Сравнивались различные варианты армирования узлов, лишь по расходу поперечной арматуры, без учета продольного армирования, что в случае с применением жесткой арматуры существенно увеличило бы расход металла.

✓ В стоимость строительства входит не только стоимость металла, а также стоимость производства изделия и их монтажа. Исходя из этой позиции стержни с высаженными головками (табл.1, поз. 3) – менее экономичны, а установка отдельных стержней (табл.1, поз. 4) и хомутов (табл. 1, поз.5) усложняет монтаж, что ведет к существенному удорожанию стыка.

✓ Самым экономичным вариантом, с учетом всех аспектов, является вариант армирования гнутыми стержнями – «змейками» (табл. 1, поз.1).

ЛИТЕРАТУРА

1. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Строительные нормы Республики Беларусь. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. Введен 01.07.03. – Минск, Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 140 с.

2. Тамкович, С.Ю. Уточнение значений индексов надежности элементов из тяжелого бетона без поперечной арматуры при местном срезе с помощью расширенного банка экспериментальных данных/С.Ю. Тамкович//Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства в БНТУ: – Минск: БНТУ, 2012. – Ч.1. –С.117-129.

3. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчёт железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: монография. – Брест: изд. БГТУ, 2000. – 400 с.: ил.

4. Ивянский А.М. Железобетонные конструкции: учеб. для вузов / Ивянский А.М. – М.: Государственное издательство сельскохозяйственной литературы, журналов и плакатов, 1961. – 400 с.: ил., табл. + прил.
5. Мурашев В.И. Железобетонные конструкции: Общий курс: учеб. для вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство» / Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н.; под ред. П.Л. Пастернака – М.: Госстройиздат, 1962. – 659 с.: ил.
6. Руководство по расчёту статически неопределимых железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, – М., Стройиздат 1975, – 32 с.
7. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, - М.: Стройиздат 1979, - 54 с.
8. Залесов А.С. Расчёт прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил и кручении// Бетон и железобетон. - 1976, №6 – с. 22-24
9. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев., Будевельник, 1989. – 104 с.
10. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*. Введен 01.01.1986. — М., Госстрой СССР, 1986. – 80 с.
11. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций их тяжёлых и лёгких бетонов без предварительного напряжения (к СНиП 2.03.01-84). М.: Госстрой СССР, 1989. – 312 с.
12. Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г., Римшин В.И. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для строит. спец. Вузов. – 3-е изд., исправл. – М.: Высш. шк., 2004. – 876 с.: ил.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.95.014.2.04

**ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ
И КОНСТРУИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ БУНКЕРОВ
СОГЛАСНО ТКП EN 1993-4-1-2009**

ЛАЗОВСКИЙ И.А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Бункеры – емкостные сооружения, предназначенные для хранения и перегрузки сыпучих материалов, – широко используются во многих отраслях экономики страны. Они распространены на предприятиях строительной индустрии, сельского хозяйства, химической промышленности. В основном при проектировании бункеров применяются рекомендации справочной литературы и действующие стандарты предприятий-изготовителей. С 1.01.2010 в Республике Беларусь прямым введением приняты европейские нормы проектирования конструкций, в т.ч. нормы по проектированию стальных бункеров – ТКП EN 1993-4-1-2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 4-1. Бункеры. В связи с этим, представляется актуальным выполнить анализ состояния и глубины проработки данного документа.

Часть 4.1 Еврокода 3 обеспечивает принципы и правила строительного проектирования стальных бункеров круглой или прямоугольной конфигурации. Бункеры могут устанавливаться свободно или на опорах. Данный документ распространяется на проектирова-

ние бункеров с плоскими стенками (жесткие конструкции, которые сохраняют постоянную геометрическую форму в процессе нагружения и разгрузки). Так, по конструктивной форме разделяются прямоугольные бункеры с плоскими боковыми стенками и конические бункеры-хопперы. Классификация бункеров на лотково-призматические и пирамидально-призматические не предусмотрена.

Разнообразие возможных проектных решений данных сооружений достигается за счет:

- а). Широкого диапазона вместимости бункера (10 – 10 000т);
- б). Возможности задания различной гибкости бункера (соотношения высоты к размеру поперечного сечения);
- в). Применения множества решений при проектировании элементов конструкции и узлов.

Например, при проектировании вертикальных стенок прямоугольного бункера, могут быть применены следующие варианты:

- плоские стальные листы с соединением встык;
- плоские стальные листы с соединением внахлестку;
- гофрированные листы с горизонтальными или вертикальными гофрами;
- стальные листы с ребрами жесткости с наружной стороны.

Воздействия на бункеры и резервуары определяются согласно ТКП EN 1991-4: 2006 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 4. Бункеры и резервуары. В данном Еврокоде приведены указания по определению воздействий на бункеры (в т.ч. температурных) при соблюдении следующих ограничений:

- а) высота строения < 100м;
- б) наибольший размер поперечного сечения бункера < 60м;
- в) гибкость бункера < 10.

Дополнительное требование – переход от вертикальных стенок бункера к воронке должен осуществляться на одном горизонтальном уровне. Для работы с данным Еврокодом также необходимы Еврокоды EN 1991-1 (Воздействия на конструкции).

Основной принцип: воздействия должны определяться с учетом структуры бункера, свойств хранимого сыпучего материала и профилей течения, которые устанавливаются при разгрузке бункера. Воздействия определяются после установления класса требований,

предъявляемых к конструкциям, что приводит к появлению нагрузок с принципиально одинаковым уровнем безопасности.

Общая классификация воздействий:

- нагрузки от хранимого сыпучего материала (симметричные и ассиметричные);
- частичные поверхностные нагрузки для учета ситуаций частичного заполнения;
- эксцентрические нагрузки для учета характера процессов заполнения и разгрузки;
- взрыв пыли;
- вес элементов конструкций;
- вес футеровки;
- вес надбункерного перекрытия;
- снеговая нагрузка;
- ветровая нагрузка.

Особенный интерес вызывает определение нагрузок от хранимого сыпучего материала. Для этого устанавливают следующие параметры:

1. Гибкость бункера (отношение h/d , где h – высота, d – наибольший размер поперечного сечения бункера). Возможны следующие варианты:

- 1.1. $h/d < 0,4$ – бункер с опорной стенкой;
- 1.2. $0,4 < h/d < 1$ – низкий бункер;
- 1.3. $1 < h/d < 2$ – бункер средней гибкости;
- 1.4. $h/d > 2$ – гибкий бункер.

2. Характеристики сыпучего материала – Удельный вес γ , кН/м^3 ; коэффициент трения о стенки μ ; максимальная крупность зерен материала d , мм; сцепление материала c ; угол внутреннего трения ϕ . В данном Еврокоде устанавливаются специальные требования к определению этих характеристик.

3. Устанавливается профиль течения сыпучего материала бункера при его разгрузке. Основные категории профиля течения:

- 3.1 массовый поток;
- 3.2 поток в трубе;
- 3.3 смешанное течение.

Массовый поток устанавливается, когда весь материал в бункере находится в состоянии движения при разгрузке одновременно; смешанное течение – когда движется только материал вблизи во-

ронки, а материал у стенки неподвижен. У каждой категории определены подвиды, например, концентрическое смешанное течение. Профиль течения материала при разгрузке – неотъемлемая характеристика действительного режима работы элементов бункера.

Далее устанавливаются эксцентриситеты давления сыпучего материала на конструкцию бункера, которое в большинстве случаев распределено неравномерно.

После выполнения описанных выше этапов возможно определение нагрузок и воздействий на элементы конструкций, после чего рассматриваются следующие расчетные ситуации работы бункера:

- а). Давление ветра на пустой бункер;
- б). Загрузка/разгрузка бункера (с обязательным учетом профиля течения материала и эксцентриситеты приложения нагрузок);
- в). Давление ветра на полный бункер;
- г). Статические нагрузки от полностью заполненного бункера и др.

Для каждой расчетной ситуации и для каждого элемента определяется сочетание воздействий. Например, для воронки (хоппера) это разгрузка; заполнение бункера; трение о стенки.

После определения нагрузок и воздействий на конструкции бункера составляется расчетная модель. В бункерах класса требований 3 (емкостью до 10 000т) внутренние силы и моменты в элементах конструкций определяются методом конечных элементов на ЭВМ с учетом реально возможных расчетных ситуаций. Модель конструкций должна включать все элементы жесткости, отверстия и оснастку. Для бункеров класса 2 может применяться мембранная теория оболочек при осесимметричной нагрузке. В расчетной модели должны учитываться асимметричность нагрузки, сдвиговые напряжения, совместимость деформаций конструктивных элементов бункера.

При проектировании и проверке элементов бункера по предельным состояниям учитываются частные факторы, влияющие на сопротивление элементов сооружения путем введения коэффициентов γ_{mi} .

Как правило, проверка элементов конструкций сводится к обеспечению условия $S_d < R_d$ для различных предельных состояний несущей способности, где S_d – значение расчетного параметра (напряжения), R_d – расчетное сопротивление элемента конструкции.

Проверка стенки бункера осуществляется по следующим предельным состояниям: LS1 – состояние предела пластичности; LS2 – состояние циклической пластификации; LS3 – состояние потери устойчивости (при осевом сжатии, при сдвиге в зоне колонн, при давлении ветра, в результате асимметричных нагрузок, сопротивление прогибу и др.); LS4 – сопротивление усталостному разрушению.

ЛИТЕРАТУРА

1. EN 1993-4-1:2007 Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций — Часть 4-1. Бункеры/ подготовлен РУП «Стройтехнорм», 2010. —197с.

2. EN 1991-4:2007 Еврокод 1: Воздействия на конструкции — Часть 4. Бункеры и резервуары/ подготовлен РУП «Стройтехнорм», 2010. —185с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.073

**ВНЕДРЕНИЕ ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ В ТИПОВЫХ
СЕРИЯХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ**

ЛАЗОВСКИЙ Д.Н., БАДАЛОВА Е.Н.

Полоцкий государственный университет
Новополоцк, Беларусь

Внедрение стандартов Европейского Союза требует преобразований и совершенствования в различных областях строительной отрасли. Одних изменений в подходах на стадии проектирования зданий и сооружений недостаточно. Полный переход к европейским стандартам на территории нашей республики станет возможен только после их всеобщего принятия, включая модернизацию производства строительных конструкций и материалов, а также производства работ на строительной площадке.

Приступая к проектированию здания или сооружения по новым нормам, проектировщик сталкивается с вопросом: как применить конструкции, выпускаемые по существующим типовым сериям, разработанным согласно требованиям стандартов, действовавших, зачастую, еще до 2002 года. Очевидным становится необходимость обновления существующих чертежей типовых конструкций, серийно выпускаемых на отечественных предприятиях. Примером таких изменений является разработка рабочих чертежей многопустотных плит перекрытий стенового безопалубочного формования (рис. 1),

проведенная сотрудниками ГП "Институт НИПТИС им. Атаева С.С." совместно с УО "Полоцкий государственный университет".

В результате этой крупномасштабной работы были подготовлены типовые серии, предназначенные для применения при проектировании и строительстве жилых, общественных и производственных зданий, а также для массового производства плит предприятиями строительной индустрии. На настоящий момент плиты изготавливаются на многих отечественных заводах городов Минск, Брест, Витебск, Могилёв, Молодечно, Новополоцк и других. Для производства используется оборудование иностранных фирм Италии, Бельгии и России, которое представляет собой стенд длиной около ста метров, оборудованный системой прогрева (рис. 2).



Рис. 1. Многупустотные плиты безопалубочного формования



Рис. 2. Линия "Тенсиланд" для производства плит безопалубочного формования

Помимо высокой культуры производства огромным преимуществом данной технологии является возможность изготовления из одной отформованной полосы плит любой необходимой длины. Это создает благоприятную возможность использования плит безопалубочного формования для перекрытий зданий нестандартной конфигурации в плане и индивидуальной сеткой разбивочных осей. Для удобства практического пользования этим преимуществом в сериях приведены графики, позволяющие определить значения допустимой расчетной нагрузки на плиты различной длины при заданном армировании (рис. 3).

Класс бетона $C^{30}/_{37}$

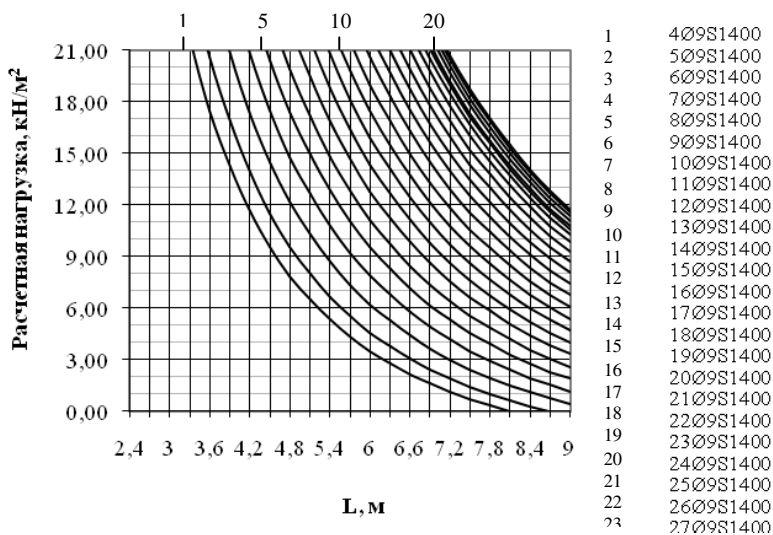


Рис. 3. График зависимости допустимой расчетной нагрузки без учета собственного веса плиты от пролета плиты при различном армировании в её нижней зоне

Расчет плит перекрытий безопалубочного формования был произведен согласно [1]. Впоследствии по мере необходимости для ряда выпускаемой продукции выполнены дополнительные расчеты в соответствии с требованиями европейских норм [3, 4, 5]. Эта необходимость была продиктована появлением рынков сбыта изготавливаемых изделий на территории европейских стран.

Так, например, для выборочной номенклатуры многопустотных плит перекрытий, выпускаемых ПРУП "Новополоцкжелезобетон" на оборудовании "Вибропресс" (Россия), были произведены следующие расчеты:

1. проверка прочности плит на растрескивание при передаче усилия предварительного напряжения на бетон (п. 4.3.3.2.1 [3]);
2. проверка прочности на срез по наклонному сечению V_{Rd} (п. 4.3.3.2.2.1 [3]);
3. проверка прочности на срез по наклонному сечению V_{Rdn} при одновременном действии среза и кручения (п. 4.3.3.2.2.2 [3]);
4. проверка прочности на срез при продавливании (п. 4.3.3.2.4 [3]);
5. расчет предельной сосредоточенной нагрузки F_{calc} для проведения физических испытаний (приложение J [3]).

Проведенные расчеты показали, что включенные в выборочную номенклатуру плиты серии Б1.041.1-5.09 длиной от 2680 мм до 7180 мм соответствуют требованиям стандартов СТБ EN 1168-2012 [3], СТБ EN 13369-2012 [4], ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250) [5]. Испытание прочности на срез проведено для плиты с расчетным пролетом 4 м, армирование которой в растянутой зоне составляло 75% от максимального количества, возможного для данного поперечного сечения. Испытаниями подтверждена прочность поперечного сечения: значение фактической разрушающей нагрузки превысило значение расчетной нагрузки на 7.1%.

Рабочие чертежи многопустотных плит безопалубочного формирования – не единственные типовые серии, разработанные сотрудниками УО "Полоцкий государственный университет" в этот переходный период. Например, в 2012 году по заданию Новополоцкой производственно-строительной фирмой "Аист" ООО разработана типовая серия "Монолитное перекрытие "ДАХ" со съемной опалубкой". В настоящее время эта фирма осуществляет производство системы сборно-монолитного перекрытия "ДАХ" в соответствии с серией Б1.146.1-1.02, разработанной согласно требований [2]. Система сборно-монолитного перекрытия "ДАХ" включает в себя сборные железобетонные балки, керамзитобетонные блоки, выполняющие функцию несъемной опалубки, и монолитную плиту (рис. 4). Идея разработки типовой серии на выполнение монолитного перекрытия "ДАХ" состоит в исключении из системы перекрытия керамзитобе-

тонных блоков и использовании съемной металлической опалубки (рис. 5), что влечет за собой экономию материалов и энергосбережение. Это позволит расширить область применения перекрытия "ДАХ" и использовать его при строительстве и реконструкции не только жилых, общественных и производственных, но также зданий сельскохозяйственного назначения.

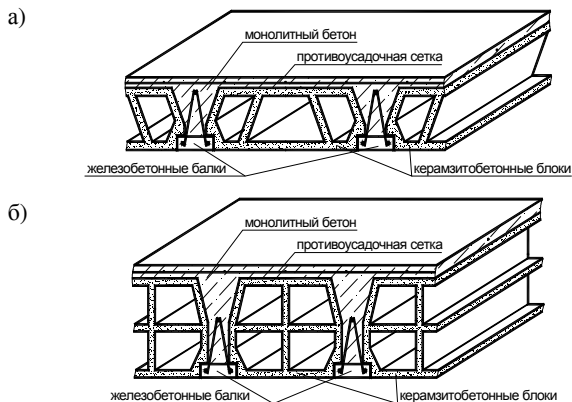


Рис. 4. Сборно-монолитное перекрытие "ДАХ" высотой: а) 220 мм (ДАХ-I), 240 мм (ДАХ-Ia); б) 270 мм (ДАХ-II), 340 мм (ДАХ-III)

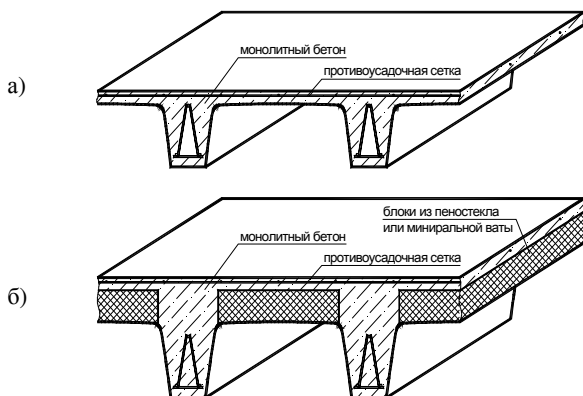


Рис. 5. Монолитное перекрытие "ДАХ" высотой: а) 200 мм (ДАХ-IV), 240 мм (ДАХ-V), 280 мм (ДАХ-VI); б) 330 мм (ДАХ-VII), 380 мм (ДАХ-VIII)

Действительно, разработанная в соответствии с требованиями норм Европейского Союза [5] серия "Монолитное перекрытие "ДАХ" со съемной опалубкой" требует меньшего расхода арматуры каркасов по сравнению со сборно-монолитным перекрытием, запроектированным по СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции" (рис. 6). В большей мере это связано с уменьшением собственного веса перекрытия в 1,5 раза. В пересчете на увеличенный собственный вес обнаруживаем следующую сходимость расчетов по прочности нормальных к продольной оси сечений. Для пролетов 3,6 м и 4,8 м наблюдается увеличение расхода арматуры каркасов для монолитного перекрытия "ДАХ-V" по сравнению со сборно-монолитным перекрытием "ДАХ-Ia" в 1,06 и 1,03 раза. Для остальных пролетов расход арматуры для сборно-монолитного перекрытия "ДАХ-Ia" превышает расход арматуры для монолитного перекрытия "ДАХ-V" в 1,02...1,13 раза.

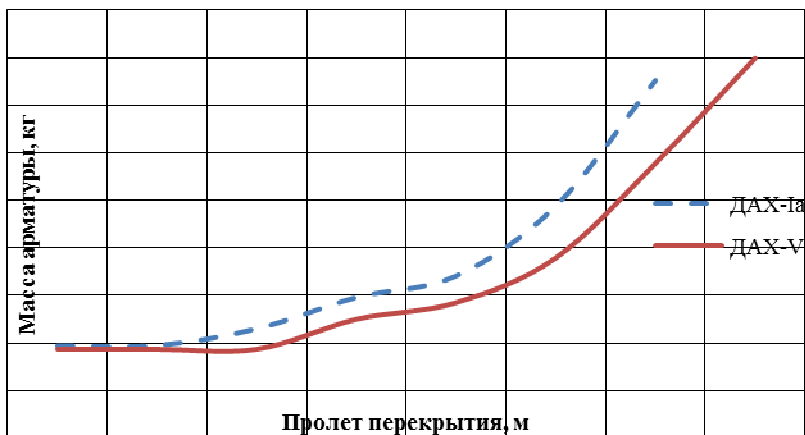


Рис. 6. Расход арматуры каркасов на 1 м² перекрытий "ДАХ-Ia" и "ДАХ-V" под максимальную расчетную нагрузку без учета собственного веса перекрытия 6 кПа

ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250) предъявляет более жесткие требования по сравнению с ранее действовавшими нормами к сопротивлению поперечной силе. Это видно из расчета прочности наклонных сечений монолитного перекрытия высотой 330 мм ("ДАХ-VII") в сравнении со сборно-монолитным перекрытием высотой 340 мм ("ДАХ-III"). Для перекрытия "ДАХ-III" пролетом

7,8 м максимальная расчетная нагрузка без учета собственного веса перекрытия составляет 10 кПа, в то время как для перекрытия "ДАХ-VII" того же пролета максимальная расчетная нагрузка без учета собственного веса перекрытия равна 6 кПа. Ограничение по применению монолитного перекрытия под большую нагрузку продиктовано требованиями прочности конструкции на действие поперечной силы.

Приведенные примеры подтверждают, что за последнее время проделан значительный объем работ по внедрению европейских стандартов в строительной отрасли Республики Беларусь. Подготовлена нормативная база, имеются примеры внедрения, готовятся инженерные кадры по европейским нормативным документам.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 2003-07-01. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 139 с.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 1986-01-01. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 80 с.
3. СТБ EN 1168-2012. Изделия железобетонные сборные. Плиты многопустотные. - Введ. 2013-01-01. – Минск: Госстандарт, 2013. – 51 с.
4. СТБ EN 13369-2012. Изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие требования. - Введ. 2013-01-01. – Минск: Госстандарт, 2013. – 53 с.
5. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. - Введ. 2010-01-01. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 191 с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.014.2.072.04

**АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ПОДКРАНОВОЙ
БАЛКИ СОГЛАСНО ТРЕБОВАНИЯМ ТКП EN И СНиП**

МАРТЫНОВ Ю.С., ЛИТВИНОВ А.А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Подкрановые балки обеспечивают передвижение мостовых кранов и воспринимают и передают на каркас здания крановые нагрузки. Кроме основного функционального назначения, подкрановые балки обеспечивают раскрепление колонн из плоскости поперечной рамы, передачу на вертикальные связи между колоннами продольных усилий от торможения моста крана и от ветровых нагрузок на торцы здания. Но все же, воздействия от мостовых кранов являются главной составляющей при подборе сечения подкрановой балки.

В Республике Беларусь на альтернативной основе действуют следующие технические нормативные правовые акты (ТНПА), регламентирующие методику определения крановых воздействий и расчета подкрановых конструкций:

1. СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»[1], СНиП II-23-81* «Стальные конструкции. Нормы проектирования»[2];
2. ТКП EN 1991-3-2009. «Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 3. Воздействия, вызванные кранами и механическим

оборудованием» [3], ТКП EN 1993-1-1-2009 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий»[4], ТКП EN 1993-6-2009 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 6. Подкрановые пути»[5].

В статье рассмотрены расчетные предпосылки и результаты расчета сечений подкрановых балок согласно отечественным и европейским нормам.

1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ И ПРЕДПОСЫЛКИ РАСЧЕТА

Выполнен расчет подкрановых балок для здания склада завода металлоконструкций пролетом 30м и с шагом колонн 6м. Здание оборудовано 2 мостовыми кранами грузоподъемностью 50/12,5т, среднего режима работы 5К(НС2). Подкрановые балки приняты разрезные двутаврового сечения с тормозной балкой и швеллера и листа.

Таблица 1

Технические характеристики заданных кранов

Характеристики	Значение
Ширина крана	6860 мм
База крана	5600 мм
Давление колеса на рельс, P_{max}	415 кН
Вес тележки крана	135 т
Общий вес крана	59,5 т

Нагрузки от мостовых кранов на каркас здания подразделяются на вертикальные и горизонтальные. Горизонтальные в свою очередь действуют вдоль и поперек кранового пути.

Основные положения расчета согласно требованиям СНиП и ТКП EN приведены в статье «Особенности определения крановых воздействий от мостовых кранов согласно ТКП EN 1991-3-2009 и СНиП 2.01.07-85» [7]. При расчете подкрановой балки расчетными усилиями являются максимальный момент от действия вертикальной нагрузки, максимальный момент от действия горизонтальной нагрузки, и соответствующие максимальные поперечные силы на опоре.

Максимальный изгибающий момент в подкрановой балке от вертикальных нагрузок составил:

а) согласно СНиП [1]:

$$M_{x,\max} = \alpha \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot (P_i^{\max} \cdot \sum y_i) = 1,02 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot 415 \cdot (0,917 + 1,483) = 949,88 \text{ кНм}$$

Значение максимального изгибающего момента в балке согласно требованиям [3] существенно отличается от вышеприведенного:

б) согласно ТКП EN [3]:

$$M_{x,\max} = \alpha \cdot \psi_0 \cdot \gamma_{G,\text{sup}} \cdot (Q_{r,\max} \cdot \sum y_i) = 1,02 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 452,59 \cdot (0,917 + 1,483) = 1495,71 \text{ кНм}$$

где $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности для крановой нагрузки;

$\alpha = 1,02$ – коэффициент, учитывающий влияние веса балки;

$\psi = 0,85$ – коэффициент сочетаний;

P_i^{\max} – наибольшее давление колеса крана;

$\sum y_i$ – суммы ординат линий влияния.

$\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$ – частный коэффициент для крановой нагрузки;

$\psi_0 = 1$ – коэффициент сочетаний;

$Q_{r,\max}$ – наибольшее давление колес крана, с динамическими коэффициентами, определяемое по формуле:

$$Q_{r,\max} = \left[\frac{(Q \cdot \varphi_2 + G_T \cdot \varphi_1) \cdot (L_{cr} - L_{\min})}{L_{cr}} + \frac{(G_{cr} - G_T) \cdot \varphi_1}{2} \right] \cdot \frac{9,8}{n_0} = 452,59 \text{ кН}$$

где $\varphi_1 = 1 + \delta = 1 + 0,1 = 1,1$ – коэффициент динамичности, учитывающий возбуждение конструкции крана вследствие подъема груза для крана класса MDC1 (п. 4.2.2.1 [6]);

$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 \cdot v_h = 1,1 + 0,34 \cdot 0,1 = 1,134$ – коэффициент динамичности, учитывающий эффекты, возникающие при подъеме груза;

$v_h = 0,1 \frac{M}{c}$ – скорость подъема крюка; $\varphi_{2,\min} = 1,1$, $\beta_2 = 0,34$ – для кранов режима работы HC2 (таблица 2.5 ТКП EN [3]); $L_{\min} = 0,87 \text{ м}$ – минимальное расстояние от крюка до оси подкрановой балки. Величины v_h и L_{\min} приняты по ГОСТ 25711[8].

Очевидно, что различие значений изгибающего момента обусловлено в первую очередь разными значениями коэффициентов γ_f , ψ_0 , а также учетом дополнительных коэффициентов динамичности при расчете согласно ТКП EN.

Максимальное значение поперечной силы в подкрановой балке от вертикальной нагрузки согласно требованиям СНИП равно:

$$Q_{x,\max} = \alpha \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot (P_i^{\max} \cdot \sum y_i) = 1,02 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot 415 \cdot (1 + 0,79 + 0,067) = 734,97 \text{ кН}$$

Максимальное значение поперечной силы согласно ТКП EN определяется следующим образом:

$$\sum Q_{x,\max} = \alpha \cdot \psi_0 \cdot \gamma_{G,\text{sup}} \cdot Q_{r,\max} \cdot \sum y_i = 1,02 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 452,59 \cdot (0,067 + 0,79 + 1) = 1157,31 \text{ кН}$$

Различие значений максимальной поперечной силы объясняется теми же факторами, что и при определении изгибающих моментов.

При определении значений изгибающих моментов и поперечной силы, вызванных горизонтальным давлением кранов имеются значительные различия в методике их определения. Основной порядок определения горизонтальных воздействий приведен в публикации [7].

Согласно требованиям СНИП, горизонтальные крановые воздействия, действующие поперек кранового пути, могут возникнуть при ускорении (торможении) тележки крана. Нормативное значение горизонтальной поперечной силы T_0^H , действующей поперек моста крана, определяется по формуле:

$$T_0^H = f \cdot (Q + G_m) \cdot \frac{n_{mm}}{n_m} = 0,1 \cdot (9,8 \cdot (50 + 13,5)) \cdot \frac{2}{4} = 31,2 \text{ кН},$$

где n_{mm} – число тормозных колес тележки крана; n_m – число колес тележки крана.

Нормативное значение максимальной горизонтальной силы, действующей на одно колесо крана равна:

$$T_\kappa^H = \frac{T_0^H}{n_0} = \frac{31,25}{2} = 15,56 \text{ кН}.$$

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы в подкрановой балке:

$$M_{y,\max} = \gamma_f \cdot \psi \cdot (T_\kappa^H \cdot \sum y_i) = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 15,56 \cdot (0,917 + 1,483) = 34,92 \text{ кНм}$$

$$Q_{y,\max} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum T_k^{H50} \cdot y_i = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 15,56 \cdot (1 + 0,79 + 0,067) = 27,02 \text{ кН}$$

Согласно ТКП EN горизонтальные силы, действующие поперек движения моста крана, имеют различное происхождение:

1) силы, вызванные ускорением (торможением) крана при его движении вдоль подкранового пути;

2) силы, вызванные ускорением (торможением) тележки крана движения вдоль эстакада мостового крана;

3) силы, вызванные перекосом крана относительно направления его движения вдоль подкранового пути;

4) буферные силы, связанные с движением крана;

5) буферные силы, связанные с движением тележки мостового крана.

В одну и ту же группу одновременно действующих компонентов крановой нагрузки может быть включен только один из пяти видов горизонтальных сил. Согласно проведенным автором численным исследованиям, максимальная нагрузка возникает от сил, вызванных ускорением (торможением) крана при его движении вдоль подкранового пути, поэтому детально рассмотрим этот случай.

Горизонтальные силы, действующие на колонну, поперек кранового пути, вызванные ускорением и торможением крана, равны:

$$H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \xi_2 \cdot \frac{M}{a} = 1 \cdot 0,244 \cdot \frac{368,3}{5,6} = 16,05 \text{кН}$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \xi_1 \cdot \frac{M}{a} = 1 \cdot 0,756 \cdot \frac{368,3}{5,6} = 49,72 \text{кН}$$

где $\varphi_5 = 1$ – динамический коэффициент; $a = 5600 \text{мм}$ – база крана;

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,\max}}{\sum Q_r} = \frac{452,59}{598,54} = 0,756; \xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0,756 = 0,244;$$

$$\sum Q_r = Q_{r,\max} + Q_{r,(\max)} = 452,59 + 145,95 = 598,54 \text{кН};$$

$$Q_{r,(\max)} = \frac{(Q \cdot \varphi_2 + G_{cr} \cdot \varphi_1) \cdot 9,8}{2} - Q_{r,\max} = 145,95 \text{кН};$$

$$M = K \cdot l_s = 50,48 \cdot 7,296 = 368,3 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$K = \mu \cdot \sum Q_{r,\min}^* = 0,2 \cdot 252,4 = 50,48 \text{кН}$ – движущая сила на ведомом колесе;

$\sum Q_{r,\min}^* = m_w \cdot Q_{r,\min} = 2 \cdot 126,2 = 252,4 \text{кН}$ – для привода на каждое колесо, где $m_w = 2$ – количество ведущих колес;

$$l_s = (\xi_1 - 0,5) \cdot L = (0,756 - 0,5) \cdot 28,5 = 7,296 \text{м};$$

$$Q_{r,(min)} = \left[\frac{(G_T \cdot \varphi_1 \cdot (L_{cr} - L_{min}))}{L_{cr}} + \frac{\varphi_1 \cdot (G_{cr} - G_T)}{2} \right] \cdot \frac{9,8}{n_0} = 194,51 \text{кН} ;$$

$$Q_{r,min} = \frac{\varphi_1 \cdot G_{cr} \cdot 9,8}{2} - Q_{r,(min)} = \frac{1,1 \cdot 59,5 \cdot 9,8}{2} - 194,51 = 126,2 \text{кН} .$$

Расчетное значение максимального изгибающего момента, возникающего в балке от действия горизонтальных сил:

$$M_{y,max} = \gamma_{G,sup} \cdot (H_{T,2} \cdot \sum y_i) = 1,35 \cdot 49,72 \cdot (0,917 + 1,483) = 161,09 \text{кНм}$$

Расчетная максимальная поперечная сила в балке от горизонтального давления кранов на колонну:

$$\sum Q_{y,max} = \gamma_{G,sup} \cdot Q_{r,max} \cdot \sum y_i = 1,35 \cdot 49,72 \cdot (0,067 + 0,79 + 1) = 124,61 \text{кН}$$

Согласно СНиП балка проверялась на косоу изгиб, на срез, на локальные напряжения от колес крана, стенка и полка балки проверялись на местную устойчивость, производилась проверка по приведенным напряжениям. Производилась проверка жесткости подкрановой балки.

Согласно требованиям ТКП EN производилась проверка сечения на косоу изгиб, продольный изгиб с кручением, на сдвиг, стенки на локальные вертикальные напряжения сжатия и локальные напряжения сдвига, полки на кручение. Проверка жесткости балки.

Результаты расчета приведены в таблице 2.

2. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА

В статье рассмотрены два варианта компоновки подкрановой балки:

1) Подкрановая балка с тормозной конструкцией из швеллера и листа;

2) Подкрановая балка с развитым верхним поясом.

В результате расчета подкрановых балок были подобраны сечения согласно требованиям СНиП и ТКП EN. Сечения приведены на рисунках 1, 2.

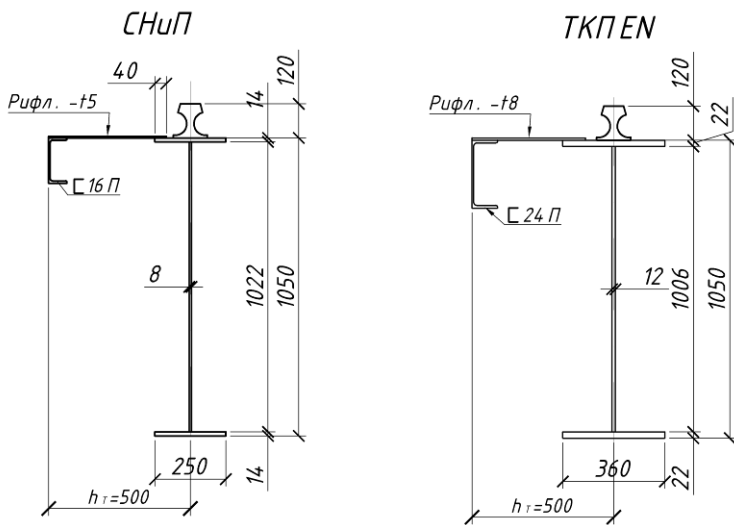


Рис. 1. Сечение подкрановой балки при 1 варианте компоновки

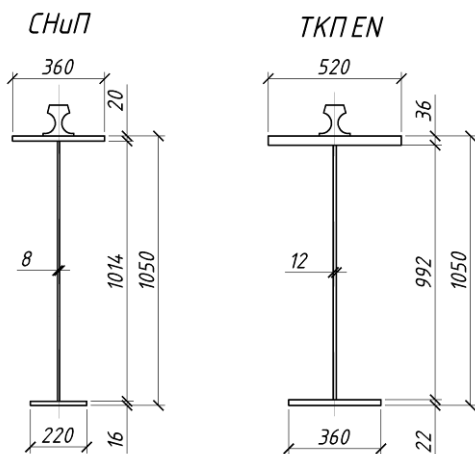


Рис. 2. Сечение подкрановой балки при 2 варианте компоновки

В одном и другом сечении предусматривалась установка ребер жесткости с шагом 1 м, поэтому их масса не учитывалась при сравнении сечений подкрановых балок.

Таблица 2

Анализ результатов расчета подкрановой балки

Показатель	СНиП	ТКП ЕН
Расчетные усилия в подкрановой балке		
Максимальный изгибающий момент $M_{x,max}$, $\frac{кНм}{\%}$	$\frac{949,88}{100}$	$\frac{1495,71}{157,46}$
Максимальный изгибающий момент $M_{y,max}$, $\frac{кНм}{\%}$	$\frac{34,92}{100}$	$\frac{161,09}{461,31}$
Максимальная поперечная сила $Q_{x,max}$, $\frac{кН}{\%}$	$\frac{734,97}{100}$	$\frac{1157,31}{157,46}$
Максимальная поперечная сила $Q_{y,max}$, $\frac{кН}{\%}$	$\frac{27,02}{100}$	$\frac{124,61}{461,18}$
Сечение подкрановой балки при 1 варианте компоновки		
Площадь сечения общая, $\frac{см^2}{\%}$	$\frac{190,61}{100}$	$\frac{338,52}{100}$
Площадь сечения тормозной конструкции и верхнего пояса, $\frac{см^2}{\%}$	$\frac{73,85}{100}$	$\frac{138,6}{177,59}$
Площадь сечения подкрановой балки без тормозной конструкции, $\frac{см^2}{\%}$	$\frac{151,76}{100}$	$\frac{279,12}{183,9}$
Масса подкрановой балки, $\frac{кг}{\%}$	$\frac{897,8}{100}$	$\frac{1594,43}{177,59}$
Недонапряжение сечения, %	3,71	0,68

Продолжение таблицы 2

Сечение подкрановой балки при 2 варианте компоновки		
Площадь сечения общая, $\frac{см^2}{\%}$	$\frac{188,32}{100}$	$\frac{385,44}{204,67}$
Площадь сечения верхнего пояса, $\frac{см^2}{\%}$	$\frac{72}{100}$	$\frac{187,2}{260}$
Масса подкрановой балки, $\frac{кг}{\%}$	$\frac{887}{100}$	$\frac{1815,4}{204,67}$
Недонапряжение сечения, %	0,78	1,94

На основании произведенных расчетов можно сделать выводы:

1) На размеры сечения в большей степени влияет разница в вертикальных воздействиях, обусловленная более высоким значением коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f (\gamma_{G, sup})$ и коэффициента сочетаний $\psi (\psi_0)$, а также введением динамических коэффициентов φ_1, φ_2 .

2) При подборе сечения согласно требованиям СНИП наиболее выгодным оказался 2 вариант компоновки сечения, при подборе сечения согласно требованиям ТКП EN наиболее выгодным оказался 1 вариант компоновки сечения.

3) Разница в горизонтальных воздействиях связана с различными способами определения крановой нагрузки в СНИП и ТКП EN. В данной публикации рассмотрен случай, вызывающий максимальное горизонтальное воздействие крана (ускорение в разные стороны двух кранов, которые стоят с грузом максимально близко друг к другу, тележки максимально приближены к одному из крановых путей).

ЛИТЕРАТУРА

1. СНИП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 44с.

2. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
3. ТКП EN 1991-3-2009 (02250). Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 3. Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием. – Мн.: МАиС, 2009. – 75с.
4. ТКП EN 1993-1-1-2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий/МАиС РБ. – Мн.: Стройтехнорм, 2009. – 83 с.
5. ТКП EN 1993-6-2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 6. Подкрановые пути /МАиС РБ. – Мн.: Стройтехнорм, 2010. – 61 с.
6. СТБ EN 13001-2-2009. Безопасность кранов. Общие требования к конструкции. Часть 2. Воздействие нагрузки/БелГИСС. – Мн.:Госстандарт, 2010. – 93с.
7. Литвинов А.А. Особенности определения воздействий от мостовых кранов согласно ТКП EN 1991-3-2009 и СНиП 2.01.07-85./ Современные методы расчетов и обследований металлических и деревянных конструкций: материалы 69-ой студенческой научно технической конференции. 29 апреля 2013 г. – Минск: БНТУ 2014. – с.65-75.
8. ГОСТ 25711-83. Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50т. Типы, основные параметры и размеры./ Издательство стандартов, 1983. – 19с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 69+624.014.2

**ВЛИЯНИЕ СТАТИСТИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ПРЕДЕЛА
ТЕКУЧЕСТИ НА НАДЕЖНОСТЬ СТАЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

МАРТЫНОВ Ю.С., НАДОЛЬСКИЙ В.В.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Большинство параметров расчетных моделей имеют неопределенные значения в силу погрешностей измерений, изменчивости физических явлений, недостоверных знаний о физической сущности процессов и т.д. Случайные параметры расчетных моделей и погрешности эти моделей принято называть базисными переменными. Как правило, условно выделяют две группы базисных переменных: одни влияют на модели сопротивления, а другие – на модели эффектов воздействий (усилия, перемещения и др.). К параметрам модели сопротивления стального элемента относятся прочностные характеристики стали (наиболее часто используемая характеристика - предел текучести), деформационные характеристики стали, геометрические характеристики сечения и элемента, погрешности моделей сопротивления и др.

При наличии вероятностных моделей базисных переменных X методами теории надежности можно определить вероятность отказа за базовый период времени. Точность вероятностной модели базис-

ной переменной оказывает существенное влияние на результаты расчетов. Поэтому исследования вероятностной природы базисных переменных являются актуальными, особенно по уточнению (корректировке) фактических законов распределения базисных переменных на основе экспериментальных данных.

В статье рассмотрена проблема вероятностного моделирования предела текучести стали для условий Республики Беларусь. Обобщены статистические параметры для наиболее часто используемой характеристики стали – предела текучести. Выполнен анализ частного коэффициента для модели сопротивления с учетом национальных особенностей проектирования, изготовления и монтажа стальных конструкций на основе современных исследований статистических параметров предела текучести стали.

1. Общие рекомендации по вероятностному моделированию

Для вероятностного описания базисной переменной необходимо знать закон распределения и статистические параметры выбранного закона распределения. Проблема *выбора закона распределения* случайной величины требует подробного и тщательного рассмотрения. Как известно закон распределения устанавливается исходя из экспериментальных данных. Однако эти данные часто недоступны и ограничены, что не позволяет получить достоверные результаты. Поэтому при выборе закона распределения дополнительно используют аналитические закономерности. В частности, сформулированы общие рекомендации по назначению законов распределения. Как правило, для характеристик свойств материалов, сопротивлений элементов конструкции, погрешностей моделей рекомендовано нормальное, логарифмически нормальное распределение или распределение Вейбулла.

Статистические параметры по своей природе переменны, что требует систематических и целенаправленных исследований по их уточнению.

2. Статистические параметры предела текучести

К основным прочностным и деформационным характеристикам стали относятся предел текучести, предел прочности при растяжении (временное сопротивление), модуль упругости, коэффициент Пуассона и деформации, соответствующие пределу текучести и временному сопротивлению.

Большинство авторов использует нормальный закон распределения для описания свойств стали, при этом опираясь на следующие доводы: «Прочностные характеристики стали есть результат суммарного действия независимых (пусть даже слабо зависимых) случайных величин, ни одна из которых не оказывает преобладающего влияния, что согласно предельным теоремам теории вероятности позволяет считать распределения предела текучести и временного сопротивления стального проката сколь угодно близким к нормальному закону» [7, с. 77]. Но следует обратить внимание, что данные предпосылки справедливы для первоначальной генеральной совокупности. Как правило, имеет место отклонение от нормального закона из-за процедур контроля качества стали: «Большинство гистограмм имеет положительный коэффициент асимметрии, что является следствием действия системы контроля качества, отбраковывающего низкосортную сталь» [10, с.242].

Источниками изменчивости прочностных и деформационных свойств стали являются вариации химического состава, различия технологий изготовления, методов контроля качества, процедур испытаний, объем выборок и др. «Большое разнообразие оборудования, сырья, технологий, применяемых в металлургии, приводят к неодинаковым распределениям механических свойств в одинаковом прокате, но изготовленных на различных заводах. Вместе с тем прослеживаются общие тенденции ... » [7, с. 80]. Например, «Коэффициенты вариации предела текучести, по данным различных источников, имеют следующие границы: ... одинаковые профили с разных заводов $v = 0.05-0.08$; различные профили с разных заводов $v = 0.06-0.12$ » [10, с.242]. В сложившейся ситуации для Республики Беларусь представляется целесообразным оценить параметры сталей исходя из наиболее общих и разнообразных условий поставки проката.

Статистические параметры прочностных характеристик сталей приводятся в исследованиях 50-70-х годов [5,8,9]. За прошедшие 30-40 лет эти данные по объективным причинам устарели и требуют уточнения. В дополнение, следует привести слова И.И. Ведякова о современном уровне нормирования и производства стали на территории Российской Федерации: «Прежде всего назначаются стали по ГОСТ 27772-88. Эти стали были фактически разработаны в середине шестидесятых годов для условий тогдашней металлур-

гии. Естественно, к настоящему времени они морально устарели (применяются 1-2 из стандартных сталей), тем более что современная металлургическая промышленность, в том числе отечественная, бурно развиваются и прогрессирует...» [6, с.63].

Современные исследования статистических параметров предела текучести сталей, произведенных на территории Европейского союза, представлены в работах [1-4]. Обобщенные результаты этих исследований представлены в таблице 1.

Таблица 1

Статистические параметры предела текучести

Марка стали	n	t , мм	μ , МПа	σ , МПа	V	$\mu f_{y,EN3}$	Источник
S235, $f_{y,EN3} = 235$ МПа	687	≤ 16	316.4	24.00	0.08	1.35	[1]
	5493	≤ 20	284.5	21.50	0.08	1.21	[3]
	562	≤ 10	297.3	16.80	0.06	1.27	[3]
	1123	20	289.0	20.10	0.07	1.23	[2]
	12	≤ 16	336.4	73.13	0.22	1.43	[4]
	26	≤ 10	327.5	28.16	0.09	1.39	[4]
S275, $f_{y,EN3} = 275$ МПа	1951	≤ 16	327.1	18.63	0.06	1.19	[1]
	2342	≤ 40	306.3	15.63	0.05	1.11	[1]
	40	≤ 16	369.7	35.12	0.09	1.34	[4]
S355, $f_{y,EN3} = 355$ МПа	685	≤ 16	416.3	18.71	0.04	1.17	[1]
	1129	≤ 40	395.7	15.11	0.04	1.11	[1]
	48	≤ 16	463.6	42.30	0.09	1.31	[4]
	17	≤ 40	407.1	18.71	0.05	1.15	[4]
	1089	≤ 20	393.5	25.40	0.07	1.11	[3]
	19	≤ 10	452.2	12.66	0.03	1.27	[4]

В Республику Беларусь стальной прокат поставляется с различных заводов, поэтому для оценки моделей сопротивления статистические параметры распределения значений предела текучести следует принимать в диапазоне равновозможных значений. Анализ показывает, что среднее значение отношения фактического значения предела текучести к характеристическому составляет 1.10-1.20, а коэффициент вариации 0.05-0.08.

3. Анализ частного коэффициента для модели сопротивления стального элемента

Расчетное значение сопротивления, выраженное непосредственно через его характеристическое значение R_k , можно определить с использованием интегрального частного коэффициента γ_M :

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad (1)$$

Интегральный частный коэффициент γ_M должен учитывать неблагоприятные отклонения свойств материалов, геометрических размеров, неопределенности расчетных моделей сопротивления и т.д. Данный коэффициент можно представить как произведение ряда частных коэффициентов:

$$\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \quad (2)$$

где γ_m – частный коэффициент, учитывающий неблагоприятные отклонения свойств материалов от их характеристических значений; γ_{Rd1} – частный коэффициент, учитывающий неопределенности расчетных моделей сопротивления; γ_{Rd2} – частный коэффициент, учитывающий отклонения геометрических параметров.

В общем случае частный коэффициент должен быть определен калибровкой исходя из условия обеспечения заданной надежности конструкции. Упрощенно частный коэффициент для свойства материала (предела текучести) можно определить согласно теории надежности 1-го порядка (FORM):

$$1 / \gamma_m = b_{fy} \cdot \exp(-\alpha_R \cdot \beta \cdot V_{fy}) \quad (3)$$

где b_{fy} – среднее значение отношения фактического (полученного посредством испытаний) значения свойства материала (например, предел текучести, предел прочности и т.д.) к его характеристическому значению; V_R – коэффициент вариации свойств материала; α_R – значения коэффициентов чувствительности в соответствии согласно методом теории надежности 1-го порядка (FORM), $\alpha_R = 0.8$; β – целевое значение индекса надежности, $\beta = 3.8$.

Поскольку значения параметров b_{fy} , V_{fy} изменяются в диапазоне равновероятных значений, то авторами рассмотрены возможные комбинации наиболее благоприятных ($b_{fy} = 1.20$, $V_{fy} = 0.05$) и неблагоприятных ($b_{fy} = 1.10$, $V_{fy} = 0.08$) значений. Значения интегрального частного коэффициента γ_m для модели сопротивления составляют:

- для неблагоприятных значения параметров $\gamma_m = 1.16$;
- для благоприятных значения параметров $\gamma_m = 0.97$.

Заключение

Выполненный анализ вероятностных моделей предела текучести стали, позволяет сделать следующие выводы:

1. В качестве первого приближения с достаточной доверительной вероятностью можно рекомендовать следующие параметры для предела текучести: среднее значение отношения фактического значения предела текучести к характеристическому – 1.10...1.20, коэффициент вариации 0.05...0.08;

2. При принятых выше параметрах значения частного коэффициента, учитывающего неблагоприятные отклонения предела текучести от его характеристического значения, изменяются в диапазоне от 1.01 до 1.24. Разброс значений, обусловленный возможными комбинациями благоприятных и неблагоприятных значений предела текучести, свидетельствует о необходимости уточнения статических параметров базисных переменных, входящих в модели сопротивления (главным образом предела текучести).

ЛИТЕРАТУРА

1. Byfield, M.P. Steel design and reliability using Eurocode 3. PhD thesis, University of Nottingham. 1996
2. Kala, Z. D. Comparison of Material Characteristics of Austrian and Czech Structural Steels /Z.Kala, J.Melcher, D.Novák // International Journal of Materials and Structural Reliability. –2005. – № 1(3). – P. 43-50.
3. Melcher, J. Design characteristics of structural steels based on statistical analysis of metallurgical products / J.Melcher, Z.Kala, M.Holicky, M.Fajkus, L.Rozlivka// Journal of Constructional Steel Research. –2004. Vol. 60, № 3–5,– P.795-808.
4. Simões da Silva, L. Statistical evaluation of the lateral–torsional buckling resistance of steel I-beams, Part 2: Variability of steel properties/ [L. Simões da Silva](#), [C. Rebelo](#), [D. Nethercot](#), [L. Marques](#), [R. Simões](#), [P.M.M. Vila Real](#) // Journal of Constructional Steel Research. – 2009. – №.4(65). –P.832-849.
5. Балдин, В.А. Обеспеченность нормативных и расчетных сопротивлений малоуглеродистой стали для строительных

металлоконструкций/ В.А. Балдин, М.Р. Урицкий // Пром. стр-во. – 1978. – №6. –С.19-21.

6. Ведяков, И.И. Современные принципы нормирования качества материалов и стальных конструкций/ Ведяков И.И. // Строительная механика и расчет сооружений. – 2007. – №2. – С. 62-64.

7. Металлические конструкции. В 3т. Т.1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / Под общ. Ред. Заслуж. Строителя РФ, лауреата госуд. премии СССР В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектсталь-конструкция им. Н.П. Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1998. –576 с.

8. Уваров, Б.Ю. Статистическое исследование свойств и обоснование расчетных сопротивлений низколегированных сталей для строительных металлических конструкций: Автореф. дис... канд. техн. наук/ МИСИ.-М., 1970. – 16с.

9. Урицкий, М.Р. Исследование обеспеченности нормативных и расчетных сопротивлений малоуглеродистой стали для строительных конструкций: Автореф. дис... канд. техн. наук/ ЦНИИСК- М.,1975. - 19с.

10. Шпете, Г. Надежность несущих строительных конструкций / Г. Шпете; пер. с нем. О.О. Андреева. –Москва : Стройиздат, 1994. – 288 с. –Перевод. изд.: Gerhard Spaethe. – Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.014.2.04:614.841.332

**ОБЗОР НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ РЕСПУБЛИКИ
БЕЛАРУСЬ, РЕГЛАМЕНТИРУЮЩИХ ОПРЕДЕЛЕНИЕ
ПРЕДЕЛА ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

МЕДВЕЦКИЙ Д.Ф.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

При воздействии высоких температур прочностные характеристики стали снижаются. Это может привести к обрушению элементов каркаса. Для безопасной эвакуации людей во время пожара требуется определенное время, в течение которого конструкция должна сохранять несущую способность. Предел огнестойкости – характеристика конструкции, определяемая временем, в течение которого конструкция способна сохранять свои несущие или ограждающие функции.

На территории РБ альтернативно действуют следующие нормативные документы, регламентирующие порядок определения предела огнестойкости стальных конструкций: с одной стороны - ТКП 45-2.02-110-2008 «Строительные конструкции. Порядок расчета пределов огнестойкости» [1], ТКП 45-2.02-142-2011 «Здания, строительные конструкции, материалы и изделия. Правила пожарно-технической классификации» [2], с другой стороны – «Еврокод 1. ТКП EN 1991-1-2-2009 Воздействия на конструкции. Часть 1-2. Общие воздействия. Воздействия для определения огнестойкости»

[3], «Еврокод 3. ТКП EN 1993-1-2-2009 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости» [4].

В ТКП 45-2.02-110-2008 [1] приводится определение понятия огнестойкости, указываются основные предельные состояния конструкций при воздействии огня. Указаны методы определения предела огнестойкости: стандартные огневые испытания, расчетный метод, натурные огневые испытания. Описан порядок определения огнестойкости для бетонных и железобетонных, стальных конструкций, деревянных конструкций. В приложениях указаны значения предела огнестойкости для различных конструкций (каменные, стальные, деревянные, покрытия и перегородки с подвесными потолками, многослойные строительные конструкции, железобетонные), полученные экспериментальным путем.

В ТКП 45-2.02-142-2011 [2] приводится классификация строительных материалов по различным пожарно-техническим характеристикам: горючести, воспламеняемости, распространению пламени по поверхности, токсичности продуктов горения, дымообразующей способности. Вводятся понятия огнестойкости и пожарной опасности для строительных изделий и конструкций. Описаны противопожарные преграды, приведены пожарно-технические характеристики зданий, сооружений, пожарных отсеков и помещений (степень огнестойкости, класс функциональной пожарной опасности, категория по взрывопожарной и пожарной опасности).

В ТКП EN 1991-1-2-2009 [3] указаны методы и последовательность определения огнестойкости. Описывается определение тепловых воздействий для теплотехнического расчета. Указаны номинальные температурные режимы при пожаре (стандартный температурный режим, температурный режим наружного пожара, режим пожара углеводородов). Описаны механические воздействия для статического расчета при пожаре.

В ТКП EN 1993-1-2-2009 [4] указаны основные принципы расчета для определения предела огнестойкости (требования, воздействия, расчетные характеристики материала, оценочные методы). Описаны свойства стали при воздействии огня. Указана методика проведения расчета для определения огнестойкости (существует упрощенный и общий метод расчета). Для различных видов напряженно-деформационного состояния указаны способы определения

сопротивления при высоких температурах. В отличие от [1], в котором порядок определения предела огнестойкости справедлив только для стандартного режима пожара, в [4] методика указана для любого температурного режима пожара. Кроме того, в [4] (в отличие от [1]) рассматриваются характеристики упрочненных и нержавеющей сталей при высоких температурах, при определении предела огнестойкости учитываются: класс поперечного сечения, влияние «теневого эффекта», углового коэффициента облученности, расположение конструкции в пространстве, расположение конструкции относительно пламени, дополнительные условия пожара, возможная неравномерность распределения температуры в поперечном сечении и по длине конструкции.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-2.02-110-2008. Строительные конструкции. Порядок расчета пределов огнестойкости. – Мн.: МАиС, 2008. – 127с.
2. ТКП 45-2.02-142-2011. Здания, строительные конструкции, материалы и изделия. Правила пожарно-технической классификации. – Мн.: МАиС, 2011. – 17с.
3. ТКП EN 1991-1-2-2009. Воздействия на конструкции. Часть 1-2. Общие воздействия. Воздействия для определения огнестойкости. – Мн.: МАиС, 2010. – 40с.
4. ТКП EN 1993-1-2-2009. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости. – Мн.: МАиС, 2010. – 67с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.012.46

**О ПРОЕКТИРОВАНИИ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ
СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ КАК НЕЛИНЕЙНЫХ СИСТЕМ**

РАК Н.А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

Здания и сооружения, возведенные из сборного железобетона, представляют собой пространственные системы, состоящие из отдельных элементов, взаимодействующих между собой в узлах сопряжения. Проектирование сборных железобетонных элементов зданий и сооружений необходимо производить по усилиям, полученным из статического расчета по схемам, соответствующим действительному характеру взаимодействия элементов в составе каркаса. Степень взаимного влияния элементов в большой мере определяется деформативными свойствами соединений элементов друг с другом. В связи с этим наряду с исследованием прочности соединений необходимо уделять особое внимание исследованию их деформаций на всех стадиях их напряженно-деформированного состояния.

Практика проектирования железобетонных конструкций настоятельно требует расширения научных исследований в направлении уточнения расчетных схем зданий и сооружений. При этом уточ-

ненные схемы должны быть ориентированы на возможности современной вычислительной техники, использовать соответствующий математический аппарат, в максимальной степени учитывать особенности деформирования соединений железобетонных элементов в составе здания или сооружения.

Здесь следует отметить, что на важность проведения исследований в данном направлении теории расчета железобетонных конструкций неоднократно обращалось внимание на конференциях по бетону и железобетону, проходивших в бывшем СССР. Еще в 1975 г. проф. А.А. Гвоздев [1] отмечал «...пожелания о совместном расчете надземных конструкций с фундаментами и основаниями, о широком учете пространственной работы конструкций и сооружений в целом, их геометрической и физической нелинейности, а также деформативности соединений своевременны и справедливы. Реализовать их, однако, не легко, и решение этих задач потребует немало времени и труда».

Несмотря на отмеченную А.А. Гвоздевым повышенную трудность решения указанных выше задач, исследования в этой области проводились в различных научных и учебных организациях бывшего СССР и позднее в государствах СНГ. Известны работы В.А. Клевцова [2], Ю.В. Краснощекова [3], Н.Н. Трекина [4], А.Н. Мамина [5] и др. В Беларуси различные аспекты взаимодействия сборных элементов железобетонных конструкций изучались в БНТУ А.Е. Шиловым [6], М.Х. Фархатом [7] и др. под руководством В.Г. Казачка, в Брестском государственном техническом университете под руководством В.В. Тура, в Полоцком государственном университете под руководством Д.Н. Лазовского и в других организациях.

Требования нормативных документов к проектированию узлов сопряжения сборных железобетонных элементов

Следует отметить, что ранее действующие нормы проектирования железобетонных конструкций СНиП 2.03.01-84 [8] в самом общем виде регламентировали только требования к прочности и долговечности соединений, оговаривая, что они должны обеспечиваться с помощью различных конструктивных и технологических мероприятий.

В отличие от указанных норм в СНБ 5.03.01-02 [9] в подразделе 12.1 установлены более конкретные указания, касающиеся расчета соединения и соединяемых элементов. В частности установлено, что «при расчете сборных элементов следует учитывать влияние действительной деформативности и прочности соединений между ними...».

В Европейских нормах проектирования железобетонных конструкций [10] в подпункте 10.5.1(1) главы 10 «Дополнительные правила для сборных железобетонных элементов и конструкций» установлено, что:

«Расчет конструкций должен учитывать:

– поведение конструктивных элементов на всех стадиях строительства с использованием соответствующей геометрии и свойств для каждой стадии, их взаимодействие с другими элементами (например, совместная работа с монолитным бетоном, другими сборными элементами);

– поведение конструктивной системы, на которое влияет поведение соединений между элементами, с особым учетом возможной деформации и прочности соединений;

– неопределенности, возникающие вследствие ограничений и передачи усилия между элементами вследствие отклонений в геометрии и в положении элементов и опор».

В связи с этим проблема расчета сборных железобетонных элементов с учетом действительных условий их взаимодействия является актуальной и требует своего решения.

Роль узлов сопряжения железобетонных элементов в конструктивной системе каркасного здания

Конструктивная система каркасного здания состоит, как правило, из линейных (колонны, ригели) или плоских (диафрагмы, плиты) сборных железобетонных элементов, соединенных определенным образом друг с другом в узлах сопряжения. Таким образом, узлы сопряжения играют важную роль в создании собственно конструктивной системы здания.

Основная роль узлов сопряжения заключается в обеспечении неизменяемости взаимного положения элементов, обеспечении передачи расчетных усилий между ними и обеспечении пространственной жесткости каркаса здания.

Узловые сопряжения могут быть классифицированы по следующим признакам:

- по типам стыкуемых элементов;
- по способу передачи усилия и связанным с ним конструктивными особенностями.

По типам стыкуемых элементов сопряжения разделяются на следующие виды:

- стык колонн с фундаментами;
- стыки колонн друг с другом (в многоэтажных зданиях);
- стыки ригелей с колоннами (в многоэтажных зданиях);
- узлы опирания стропильных и подстропильных конструкций на колонны (в одноэтажных зданиях);
- узлы опирания подкрановых балок на колонны (в одноэтажных зданиях).

По способу передачи усилия и связанным с ним конструктивными особенностями сопряжения разделяются на стыки стальные и железобетонные.

К первым относятся стыки, в которых передача усилия выполняется через специальные закладные изделия, приваренные к рабочей арматуре стыкуемых элементов. Эти закладные изделия соединяются между собой сваркой или болтами.

Ко вторым относятся стыки, в которых через специальные закладные изделия передают только растягивающие усилия, а сжимающие усилия передают через контактирующие бетоны элементов или через раствор, уложенный между ними.

В большинстве случаев в узлах сопряжения под действием усилий возникает сложное напряженное состояние, которое существенно сказывается на состоянии примыкающих частей сопрягаемых элементов. В связи с этим расчете и конструировании узлов сопряжения всегда сопровождается расчетом опорных частей элементов.

Цель и задачи проектирования узлов сопряжения

Целью проектирования узлов сопряжения является обеспечения с требуемым уровнем надежности несущей способности и эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций каркасного здания на всех стадиях их жизненного цикла (возведение, эксплуатация, реконструкция, демонтаж).

Достижение поставленной цели достигается последовательным решением ряда взаимосвязанных между собой задач:

1. Выбор конструктивной формы узлов сопряжения (с выбором материалов, назначением геометрических габаритов сопрягаемых элементов), обеспечивающей несущую способность конструктивной системы каркасного здания на всех циклах ее формообразования.

2. Выполнение статических расчетов несущих систем каркасного здания, последовательно создающихся в процессе их формообразования, на действие возникающих при этом нагрузок.

3. Выполнение проверок несущей способности узлов сопряжения и примыкающих к ним участков сборных элементов на всех этапах формообразования несущей системы.

Для достижения этих задач необходимо использовать научно обоснованную методику расчета узлов сопряжения, основанную на экспериментальных и теоретических исследованиях напряженно-деформированного состояния соединений различного типа между сборными железобетонными элементами.

При этом статический расчет должен выполняться по уточненным расчетным схемам каркаса здания и сооружения в целом, учитывающим условия взаимодействия сборных железобетонных элементов в соединениях между ними.

Принципы проектирования узлов сопряжения

При проектировании следует руководствоваться общими принципами формообразования строительных конструкций [11] и построения расчетных моделей систем [12], адаптированными применительно к узлам сопряжения.

Принцип безопасности. Узлы сопряжения должны разрабатываться с такими геометрическими параметрами элементов узла и физико-механическими характеристиками материалов, которые необходимы и достаточны для обеспечения безопасности несущей системы каркасного здания.

Принцип самосохранения. Узлы сопряжения должны обладать определенными ресурсами поглощения и рассеивания энергии в процессе своего необратимого деформирования, обеспечиваемыми достаточной пластичностью материалов, соответствующим подбо-

ром композиции материалов, специально создаваемой структурированностью элементов узла сопряжения и их дублированием.

Принцип управляемости. В структуру узла сопряжения на различных стадиях формообразования несущей системы здания должны включаться (при необходимости) дополнительные элементы, обеспечивающие управление напряженно-деформированным состоянием несущей системы, реакциями внутренних связей и т.п.

В связи с тем, что жесткостные параметры узлов сопряжения зависят от их конструкции, то целенаправленно изменяя конструктивное решение узлов можно регулировать усилия в каркасе здания и сооружения, что создает предпосылки для более рационального проектирования элементов каркаса

Принцип композиции материалов. В системе узла сопряжения для соответствующих элементов должны применяться материалы, которые с наибольшей степенью должны проявлять свои прочностные и деформативные свойства при том напряженно-деформированном состоянии, которое возникает в этих элементах.

Принцип технологичности. Элементы узла сопряжения должны проектироваться таким образом, чтобы при принятой геометрической форме, соотношении размеров и допусках обеспечивалась возможность применения наиболее эффективных технологий изготовления сопрягаемых в узле конструкций, их монтажа и эксплуатации.

Принцип структурирования. При решении перечисленных выше задач сборные элементы и соединения каждый на своем иерархическом уровне (по отношению к каркасу здания в целом) должны рассматриваться как механические модели различной сложности.

Одним из направлений совершенствования теории расчета конструкций является наиболее полный учет условий их взаимодействия. При этом термин "взаимодействие" применительно к теории расчета железобетона должен рассматриваться в рамках различных иерархических уровней:

1) уровень зданий и сооружений, т.е. систем конструктивных элементов — взаимодействие отдельных конструкций друг с другом по их контактам;

2) уровень отдельного конструктивного элемента (после образования трещин) — взаимодействие отдельных расчетных блоков по их контакту в сжатой и растянутой зонах;

3) уровень отдельного расчетного блока — взаимодействие бетона и стали по их контакту;

4) уровень бетона как композитного материала — взаимодействие компонентов структуры бетона (матрица в виде затвердевшего цементно-песчаного раствора и зерна крупного заполнителя).

Представленная иерархия уровней может быть еще расширена, например, в направлении структуры матрицы бетона, однако в целом отвечает задачам расчета железобетонных конструкций в современном понимании. Поскольку взаимодействие элементов нижнего уровня в рамках рассматриваемого иерархического уровня осуществляется по контактам, вполне обоснованно применение в рассматриваемом круге задач теории железобетона термина «контактное взаимодействие».

При контактном взаимодействии железобетонных конструкций передача усилия происходит по площади контакта, которая, как правило, имеет ограниченные размеры, занимает сравнительно небольшую часть нагружаемой плоскости конструкций. Усилие при контактном взаимодействии концентрируется только по небольшой части нагружаемой плоскости конструкций. В этой связи вполне правомерно использовать термин «концентрированное действие нагрузки».

Проведенные во многих странах экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций показали, что при концентрированном приложении нагрузки возможно несколько схем разрушения, характеризующихся доминирующим проявлением какого-либо компонента напряженно-деформированного состояния бетона.

Для стыковых соединений каркасных зданий в наибольшей степени характерна передача значительных по величине усилий сжатия от одного элемента к другому, что вызывает образование сложного напряженного состояния в бетоне, называемого местным сжатием. При этом размеры площади приложения нагрузки соизмеримы с размерами частиц крупного заполнителя, что способствует дополнительному увеличению уже имеющихся внутренних напряжений в

бетоне, обусловленных прочностными и деформативными свойствами составляющих бетона.

В связи с этим рассмотрение вопросов прочности и деформативности бетона при местном сжатии должно базироваться на структурном подходе к бетону как к сложной многокомпонентной системе.

Принцип адекватности. Исходя из принципа адекватности, расчетная модель узла сопряжения тем более совершенна, чем большим количеством свойств оригинала она наделена.

Принцип обсчитываемости. Принцип обсчитываемости предполагает, что расчетная модель узла сопряжения должна быть обсчитываемой, т.е. должен существовать соответствующий математический аппарат для ее решения.

Принцип соответствия. Суть принципа соответствия состоит в том, математический аппарат, описывающий свойства новой расчетной модели узла сопряжения, должен быть более общим по сравнению с тем, что применяется для старой расчетной модели.

Принцип рациональности модели. При разработке расчетной модели узла сопряжения или несущей системы каркасного здания следует принимать во внимание, что ее сложность, а, следовательно, и точность модели, не должна быть точнее исходных данных, используемых в расчете.

Особенности учета нелинейности деформирования узлов сопряжения в несущей системе каркасных зданий

По своей жесткости узлы сопряжения могут быть классифицированы как жесткие, упругоподатливые и шарнирные.

Как правило, в целях упрощения в расчетных схемах каркасных зданий стыки принимаются или жесткими, например, стык колонны с фундаментом или шарнирными, например, узел опирания стропильной конструкции на колонну.

В большинстве случаев стыки обладают определенной жесткостью и должны учитываться в расчетах как упругоподатливые. Причем податливость стыка может зависеть от уровня нагрузки, увеличиваясь с ее ростом. Кроме того, узлы сопряжения сами в свою очередь являются сложной системой переменной жесткости, зависящей не только от величины усилий, но от направления их

направления. В этом случае можно говорить о конструктивно-нелинейной работе узлов.

Нелинейность деформирования узлов сопряжений обусловлена в первую очередь физической нелинейностью деформирования материалов (бетона и арматуры).

Для большинства типов узлов сопряжения сборных железобетонных элементов характерно проявление конструктивной нелинейности, а именно изменения расчетной схемы узла сопряжения при увеличении нагрузки или изменении направления усилия.

Кроме того, когда по мере формообразования несущей системы изменяется сама конструкция узла (набор его элементов), проявляется так называемая генетическая нелинейность, при которой расчетная схема узла сопряжения изменяется не в связи с изменением нагрузки, а целенаправленно при проектировании.

В связи со сложностью работы узлов реальное их поведение под нагрузкой предсказать расчетом, как правило, не представляется возможным и в этом случае проводят специальные экспериментальные исследования опытных образцов. На основе анализа результатов этих исследований разрабатывается расчетная модель узла сопряжения, позволяющая адекватно оценить его несущую способность и деформативность.

Другим путем исследования деформирования узлов сопряжения является использование метода конечных элементов, когда узлы сопряжения моделируются системой объемных и линейных конечных элементов, упругих или неупругих связей и т.п.

Путем многократных расчетов при действии нагрузки определяют диаграмму деформирования узла сопряжения, с использованием которой осуществляют статический расчет несущей системы каркасного здания. При этом в качестве обобщенной характеристики материала следует использовать диаграмму его деформирования при сжатии и растяжении, определенную при средних значениях деформативных и прочностных его характеристик.

Заключение

1. Учет действительных условий взаимодействия сборных железобетонных элементов является важным направлением совершенствования теории и практики расчета железобетонных конструкций.

2. Рассмотрены требования различных нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций, касающиеся проектирования узлов сопряжения сборных железобетонных элементов.

3. Рассмотрена роль узлов сопряжения железобетонных элементов в конструктивной системе каркасного здания.

4. Сформулированы цель и задачи проектирования узлов сопряжения сборных железобетонных элементов каркасных зданий.

5. Представлены основные принципы проектирования узлов сопряжения, базирующиеся на общих принципах формообразования строительных конструкций и построения расчетных моделей систем.

6. Рассмотрены особенности учета нелинейности деформирования узлов сопряжения сборных железобетонных элементов в несущей системе каркасных зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гвоздев, А.А. О нормах проектирования строительных конструкций / А.А. Гвоздев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1975. – № 6. – С. 79.

2. Клевцов, В.А. Действительная работа предварительно напряженных железобетонных конструкций покрытий производственных зданий: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / В.А. Клевцов; НИИЖБ. – М., 1978. – 48 с.

3. Краснощеков, Ю.В. Научные основы исследований взаимодействия элементов железобетонных конструкций: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01/ Ю.В. Краснощеков; СибАДИ. – Омск, 2001. – 38 с.

4. Трекин, Н.Н. Пространственная работа несущих элементов каркасной системы многоэтажных зданий с учетом нелинейности и податливости узловых соединений: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Н.Н. Трекин. – М., 2003. – 43 с.

5. Мамин, А.Н. Расчет железобетонных конструкций многоэтажных зданий с учетом нелинейности и изменяющейся податливости на основе многоуровневой дискретизации несущих систем: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / А.Н. Мамин. – М., 2004. – 221 л.

6. Шилов, А.Е. Железобетонные центрифугированные двухветвевые колонны одноэтажных производственных зданий: Авто-

реф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Н. Шилов; БГПА. – Минск, 1994. – 24 с.

7. Фархат, М.Х. Крановые центрифугированные одноветвевые колонны одноэтажных производственных зданий: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / М.Х. Фархат; БГПА. – Минск, 1994. – 24 с.

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

9. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Мн.: РУП «Минсктиппроект», 2003. – 140 с.

10. ТКП EN 1992-1-1-2009. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила проектирования и правила проектирования зданий/ Минск: Минстройархитектуры РБ, 2010. – 191 с.

11. Фридкин, В.М. Формообразование строительных конструкций: монография / В.М. Фридкин. – М.: МГСУ, 2011. – 171 с.

12. Волков, С.Д. Статистическая механика композитных систем. / С.Д. Волков, В.П. Ставров. – Мн.: Изд-во БГУ, 1978. – 208 с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.014

**СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ
И ЕВРОПЕЙСКИМ НОРМАМ**

РАК Н.А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

ТУР В.В.

Брестский государственный технический университет
Брест, Беларусь

Введение

Настоящая работа была выполнена по заданию Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь в соответствии программой договора 37-ИФН/13 от 26. 07.2013 г. с РУП Стройтехнорм на тему «Проведение сопоставительных расчетов конструкций (металлических, деревянных, железобетонных) при проектировании, выполненных по строительным нормам Республики Беларусь и европейским нормам проектирования (Еврокодам) с последующим сравнительным анализом полученных результатов».

Программой одного из разделов договора было предусмотрено проведение сопоставительных расчетов железобетонных конструкций по отечественным и европейским нормам проектирования,

включая определение нагрузок и воздействий, выполнение статических расчетов с составлением расчетных сочетаний усилий, определение параметров расчетных сечений.

Выполнены сравнения для следующих элементов варианта здания из сборных железобетонных конструкций:

1. Сборная железобетонная многопустотная плита перекрытия
2. Сборный железобетонный ригель покрытия (с полками для опирания плит) с шарнирным опиранием на консоли колонн.
3. Средняя сборная железобетонная колонна нижнего этажа.

Выполнены сравнения для следующих конструкций варианта здания из монолитного железобетона:

1. Плита перекрытия.
2. Средняя колонна нижнего этажа.

При выполнении сравнения использованы соответствующие нормативные документы:

Вариант А: отечественные нормы проектирования [1, 2]

Вариант Б: европейские нормы проектирования [3–7].

В настоящей статье представлен анализ основных результатов расчетов железобетонных конструкций, выполненных согласно программе договора.

1 Исходные данные

Для выполнения сравнения выбрано девятиэтажное односекционное здание с размерами в плане 16,8 х30 м, предназначенное для размещения административных помещений.

Сетка колонн в поперечном направлении 6-4,8-6 м, а в продольном направлении – 6м (рис.1). Высота этажа 3,3 м, отметка верха парапета – 31 м.

Конструктивная схема здания – связевая. Пространственную жесткость здания и восприятие горизонтальных (ветровых) нагрузок обеспечивается системой железобетонных диафрагм (рис.2). Здание расположено в г. Минске в условиях городской застройки (местность типа В).

Перекрытие выполнено из монолитного бетона класса С25/30 (по требованиям СТБ EN 13369, для среды ХС1 по СТБ EN 206-1 и [1]), армировано стержневой арматурой с характеристической прочностью $f_{yk}=500$ МПа (стержневая арматура S500 по СТБ 1704, стержневая арматура класса С по табл. С.1 [7]).

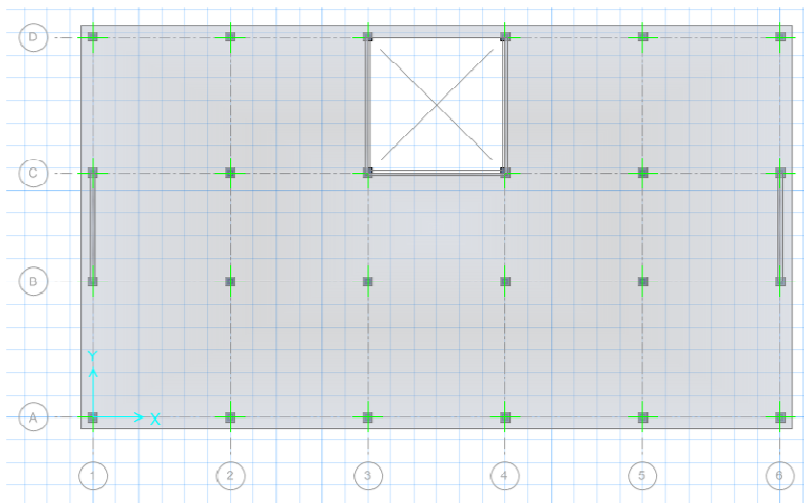


Рис. 1 – План монолитного перекрытия

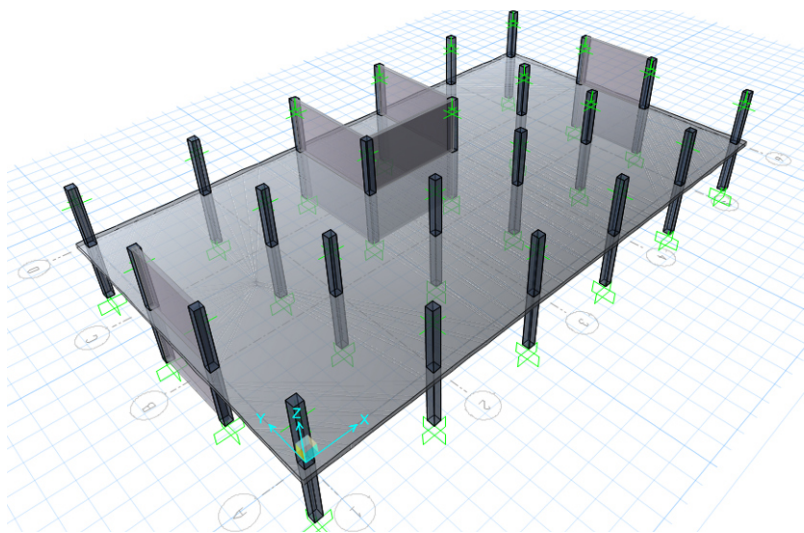


Рис. 2 - Исходная расчетная схема монолитного перекрытия

Характеристические значения прочностных и деформационных характеристик приняты по [1] (вариант А) и [7] (вариант В).

Значения частных коэффициентов безопасности представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Значения частных коэффициентов безопасности

Нормативный документ	Бетон	Арматура	Нагрузки	
	γ_c	γ_s	γ_G	γ_Q
[1] (Вариант А)	1,5	1,15	1,35	1,5
[7] (Вариант В)	1,5	1,15	1,35	1,5

Значения полезных (временных) нагрузок и коэффициенты сочетаний на перекрытие определены для вариантов:

А: по [1, 2]: $q_k = 2,0$ кПа; $\psi_0 = 0,7$;

В: по [4]: $q_k = 3,0$ кПа; $\psi_0 = 0,7$.

2. Результаты статических расчетов

В таблице 2 приведены основные результаты статических расчетов сборных железобетонных конструкций, рассчитываемых согласно требованиям европейских нормативных документов и отечественных нормативных документов.

Усилия в сборных железобетонных конструкциях, рассчитываемых согласно требованиям европейских нормативных документов, превышают усилия в конструкциях, рассчитываемых согласно требованиям отечественных нормативных документов, в случае учета снеговых нагрузок. Для конструкций покрытия такое превышение достигает 11,4 % (для условий г. Минска), для колонн зданий от 11,4 % на верхнем этаже и до 1% в первом этаже здания.

Для конструкций, рассчитываемых без учета снеговых и ветровых нагрузок результаты статических расчетов практически одинаковы при расчетах по обоим вариантам.

В то же время горизонтальные (ветровые) нагрузки при их расчете по [6] значительно (до 1,9 раза) возрастают в связи с учетом пульсационной составляющей, что не требуется согласно [2] для зданий высотой до 40 м, размещаемых в местностях типов А (открытая) и В (застроенная).

Таблица 2 – Сопоставление результатов статических расчетов железобетонных конструкций по вариантам

Вид конструкции	Параметр напряженного состояния, размерность	P_A	P_B	$\frac{P_B}{P_A}$
Сборная железобетонная многопустотная плита перекрытия шириной 1,2 м	Изгибающий момент, кНм	32,07	32,07	1,0
	Поперечная сила, кН	23,08	23,08	1,0
Сборный железобетонный ригель покрытия	Изгибающий момент, кНм	146,72	163,42	1,114
	Поперечная сила, кН	108,09	120,38	1,114
Средняя сборная железобетонная колонна первого этажа	Полная продольная сила, кН	2498,1	2515,8	1,007
	Практически постоянная часть продольной силы, кН	2217,2	2200,6	0,992
	Изгибающий момент в верхнем сечении, кНм	17,26	17,26	1,0
Многоэтажное здание	Момент от ветровой нагрузки в уровне верхнего обреза фундамента, кНм	5625	10152	1,805
	Поперечная сила от ветровой нагрузки в уровне верхнего обреза фундамента, кН	316	605	1,915

3. Результаты расчетов сечений элементов

Основные результаты расчета и конструирования выбранных для сравнения типов сборных железобетонных конструкций представлены в таблице 3, а монолитных конструкций в таблице 4.

Таблица 3 – Сводная сравнительная таблица расчетов сборных железобетонных конструкций

Сравниваемый параметр, размерность	Вариант А	Вариант В	$\frac{\text{Вариант В}}{\text{Вариант А}}$
сборная железобетонная многопустотная плита перекрытия			
Площадь продольной арматуры класса S500, мм ²	421 (факт. 4Ø12 A _s = 452)	426 (факт. 4Ø12 A _s = 452)	1,0
Поперечная арматура (класс S500), мм ²	Не требуется	Не требуется	
сборный железобетонный ригель покрытия			
Площадь продольной арматуры класса S500, мм ²	939 (факт. 2Ø25 A _s = 982)	1066 (факт. 2Ø22 +Ø20 A _s = 1074)	1,093
Площадь продольной арматуры подрезки класса S500, мм ²	178 (факт. 2Ø12 A _s = 226)	213 (факт. 2Ø12 A _s = 226)	1,0
Поперечная арматура в пределах подрезки (класс S500), мм ²	2Ø8 шаг 100 мм (всего 6Ø8 A _s = 302)	6Ø10 A _s = 471	1,026
Дополнительная арматура у края подрезки (класс S500), мм ²	2Ø10 (A _s = 157)		
Армирование полки ригеля (класс S500)	Ø4 шаг 250 мм	Ø4 шаг 250 мм	1,0
сборная железобетонная средняя колонна первого этажа			
Площадь продольной арматуры класса S500, мм ²	4Ø25 A _s = 1964	4Ø28 класса S500 (A _{s, tot} = 2464 мм ²)	1,255
Поперечная арматура класса S500, мм ²	4Ø8 шаг 400 мм	4Ø8 шаг 400 мм	1,0

Таблица 4 – Сводная сравнительная таблица расчетов монолитных железобетонных конструкций

Сравниваемый параметр, размерность	Вариант А	Вариант В	$\frac{\text{Вариант В}}{\text{Вариант А}}$
Монолитная железобетонная средняя колонна первого этажа			
Площадь продольной арматуры класса S500, мм ²	4Ø25 A _s = 1964	4Ø28 класса S500 (A _{s,tot} = 2464 мм ²)	1,255
Поперечная арматура класса S500, мм ²	4Ø8 шаг 400 мм	4Ø8 шаг 400 мм	1,0
Монолитная плита перекрытия			
Погонная площадь продольной арматуры на опоре	615 (факт. 644)	615 (факт. 644)	1,0
Погонная площадь продольной арматуры в пролете	287 (факт. 335)	255 (факт. 335)	1,0
Поперечная арматура в зоне продавливания средней колонной	310 (факт. 340)	354 (факт. 396)	1,164

Выполненные согласно [1] (вариант А) и [7] (вариант В) расчеты и конструирование показали, что для конструкций как сборного так и монолитного перекрытий расход материалов (стали и бетона) является практически одинаковым. Это объясняется тем, что при составлении норм проектирования [1] и [2] была достигнута достаточно высокая степень гармонизация на основе общей концепции надежности, изложенной в [3]. Как [1], так и [7] используют аналогичные подходы к нормированию основных характеристик свойств материалов, аналогичные модели сопротивления изгибу и местному срезу, имеют одну систему коэффициентов метода частных коэффициентов, правила сопоставления расчетных сочетаний эффектов воздействий. Кроме того, в рассматриваемом примере переменные воздействия (полезная нагрузка на перекрытие) составляет ограниченную часть от общего воздействия ($\chi = Q_k / (G_k + Q_k) = 0,32$) и ее распределение в пределах диска не повлияло на максимальные зна-

чения изгибающих моментов и перерезывающих сил. Так, [4] (в своей не лучшей версии) рекомендует при расчетах эффектов воздействий в общем случае рассматривать т.н. “шахматное” распределение полезных равномерно-распределенных нагрузок, допуская при этом равномерное нагружение всего диска в целом. Следует отметить, что в случае плоского монолитного перекрытия различия в максимальных усилиях не превышает 3%, что дает возможность производить расчет при более простой схеме (равномерно распределенная нагрузка) с учетом коэффициента α_A .

Выполненные согласно [1] (вариант А) и [7] (вариант В) расчеты и конструирование конструкций покрытия показали, что расход стали на продольное и поперечное армирование возрастает на 3-10 %, что обусловлено увеличенными на 33% характеристическими (нормативными) значениями снеговых нагрузок, установленными в [6] по сравнению с установленными в [2] (с учетом изменения для территории Республики Беларусь).

Выполненные согласно [1] (вариант А) и [7] (вариант В) расчеты и конструирование сборной и монолитной колонн первого этажа многоэтажного здания связевой схемы показали, что расход стали на продольное армирование возрастает на 25 %, что обусловлено более жесткими требованиями по учету влияния продольного изгиба, установленными в [7], по сравнению с установленными в [1]. Следует отметить, что повышение расхода стали на продольное армирование может быть компенсировано повышением класса бетона колонны на одну ступень.

Экономические показатели при расчетах сборных конструкций заводского изготовления могут быть значительно улучшены при использовании частного коэффициента $\gamma_G=1,15$ для постоянных нагрузок, что установлено в национальном приложении к ТКП EN 1990 [3] (при $0,15 \leq \chi \leq 0,34$).

Заключение

Анализ результатов проведенных сопоставительных расчетов железобетонных конструкций, выполненных по строительным нормам Республики Беларусь и европейским нормам проектирования (Еврокодам) позволяют сделать следующие выводы:

1. Национальные нормы по проектированию железобетонных конструкций [1] разработаны с высоким уровнем гармонизации с

евронормой [7] на основе общей концепции надежности, изложенной в ТКП EN 1990 [3]. При этом, действующая версия СНБ 5.03.01 [1] может успешно применяться как со СНиП 2.01.07 [2], так и ТКП EN 1991 [4-6].

2. Применение европейских норм [7] при проектировании железобетонных конструкций не приводит к экономическим затратам более высоким, чем это достигается при проектировании по нормам [1]. При этом проектируемые конструкции подлежат корректному сравнению с точки зрения экономических затрат в силу того, что они обладают равным уровнем надежности (класс RC-2, $\beta=3,8$).

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования / Минск: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/ М: ЦИТП Госстроя ССР, 1986. – 35 с.
3. ТКП EN 1990-2011. Еврокод. Основы проектирование строительных конструкций. / Минск: Минстройархитектуры РБ, 2012. – 61 с.
4. СТБ EN 1991-1-1-2007. Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания/ Минск: Госстандарт РБ, 2008. – 28 с.
5. ТКП EN 1991-1-3-2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1– Общие воздействия. Снеговые нагрузки/ Минск: Минстройархитектуры РБ, 2009. – 40 с.
6. ТКП EN 1991-1-4-2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1- Общие воздействия. Ветровые воздействия/ Минск: Минстройархитектуры РБ, 2010. – 117 с.
7. ТКП EN 1992-1-1-2009. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила проектирования и правила проектирования зданий/ Минск: Минстройархитектуры РБ, 2010. – 191 с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.012.45

**К ВОПРОСУ ИССЛЕДОВАНИЯ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ
СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ**

БАРАНЧИК В.Г., МИНЧЕНЯ Т.П., БАРАНЧИК А.В.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Важнейшим шагом по интеграции в европейскую систему нормирования стало введение в Республике Беларусь технического регламента ТР 2009/013/ВУ «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность», который был утвержден постановлением №1748 Совета Министров от 31.12.2010 [1]. В соответствии с техническим регламентом строительные материалы и изделия должны быть разработаны и изготовлены таким образом, чтобы их основные характеристики соответствовали существующим требованиям безопасности, в том числе определенным взаимосвязанными государственными стандартами.

Форма, определяющая соответствие изделий арматурных сварных требованиям технического регламента – декларирование. Методы контроля в техническом регламенте – по ГОСТ 10922-90 (в настоящее время для арматуры по СТБ 1704-2012 [2], ГОСТ 10922-90 заменён на СТБ 2174-2011 [3]).

На опытно-экспериментальной базе БНТУ выполнены совместно с РУП «Стройтехнорм» исследования различных типов сварных

соединений. Ниже рассмотрены некоторые результаты проведенных исследований.

Соединения изделий арматурных сварных подразделяются на стыковые, крестообразные, тавровые и нахлесточные. Методы контроля сварных соединений подразделяются на разрушающие и неразрушающие. К неразрушающим методам контроля относятся: внешний осмотр, контроль на непроницаемость сварного шва, радиационный, ультразвуковой контроль. К разрушающим методам контроля — механические испытания контрольных образцов. Все соединения при механических испытаниях испытывались на растяжение, а крестообразные еще и на срез.

Из каждой новой партии изделий отбиралось не менее трех образцов. Конкретные размеры контрольных образцов зависели от диаметра свариваемой арматуры, размеров арматурных каркасов в соответствии с рекомендуемым приложением СТБ 2174.

При испытании крестообразных соединений устанавливался класс прочности соединения на срез, который для соединений с нормируемой прочностью должен быть, в соответствии с требованиями СТБ 2174, приведен в рабочих чертежах.

Испытание на срез крестообразных сварных соединений производилось в разрывной машине по схеме, указанной на рисунке 1.

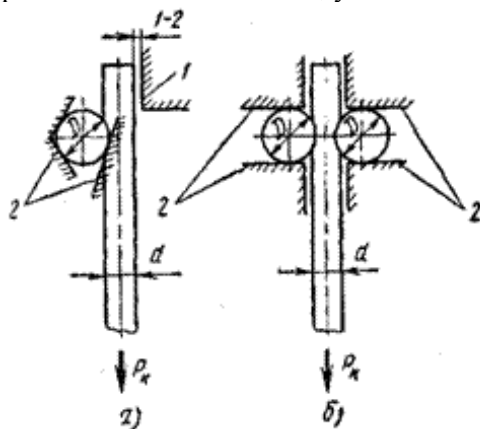


Рис. 1. Схема испытания на срез крестообразных соединений арматуры;

а — односрезное соединение, б — двухсрезное соединение;

1 — упоры, препятствующие отгибу конца стержня, 2 — сжимы, препятствующие повороту поперечных стержней, P_k — срезающее усилие

При испытаниях на растяжение крестообразные сварные соединения, выполненные из арматурной стали марки 35ГС (А-III по ГОСТ 5781-82) имели достаточно высокую хрупкость в зоне термического воздействия сварочной дуги. При испытании таких соединений происходит разрушение без образования шейки. Данный тип разрушения признается браком. Доля брака при испытании крестообразных соединений из арматурной стали марки 35ГС составила 100%.



Рис. 2. Разрушение крестообразных соединений арматуры из арматурной стали марки 35ГС

При испытании крестообразных соединений, выполненных из арматурной стали по химическому составу и углеродному эквиваленту соответствующей СТБ 1704-2006, доля брака составила менее 1%.

Исследуемые стыковые сварные соединения арматуры, выполненные ручной дуговой сваркой, в зависимости от пространственного положения были горизонтальными рисунок 3, либо вертикальными рисунок 4.

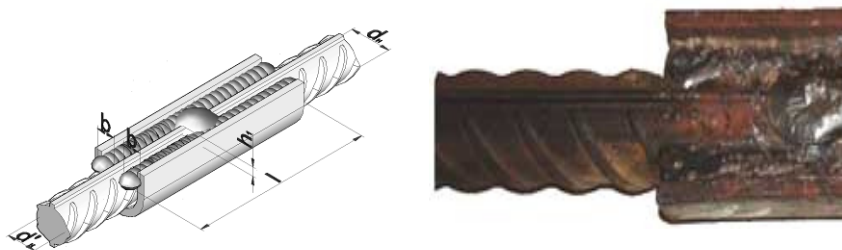


Рис. 3. Стыковое горизонтальное соединение (тип «С15-Рс»)

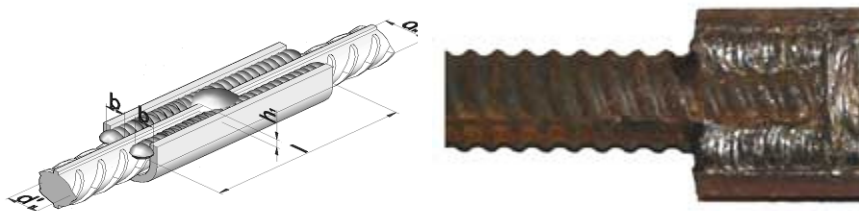


Рис. 4. Стыковое вертикальное соединение (тип «С19-Рм»)

Разрыв по накладке стыковых соединений считался браком, даже если значение временного сопротивления удовлетворяло требованиям ТНПА. Следует отметить что при корректировке и правильно выбранном режиме сварки стыковые сварные соединения из арматуры 35ГС (А-III по ГОСТ 5781-82) удовлетворяли требованиям по прочности.

При исследовании стыковых соединений, выполненных контактной сваркой, разрушение происходило в зоне сварного соединения. При разрушении с заметным сужением (наличие «шейки») соединение признавалось годным (см. рисунок 5). Однако происходило и хрупкое разрушение стыковых соединений в зоне соединения, при этом стыковое соединение браковалось (см. рисунок 6).



Рис. 5. Соединение типа С1-Ко после испытаний



Рис. 6. Соединения типа С1-Ко после испытаний (брак)

Проведены исследования изделий арматурных с тавровыми соединениями, которые испытывались на отрыв арматурного стержня от плоского элемента.

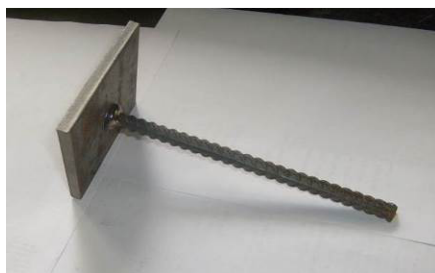
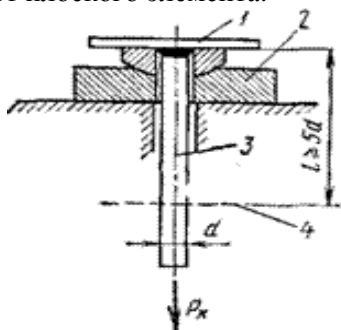


Рис. 7. Схема испытания на отрыв изделия арматурных с тавровыми соединениями:

- 1 — плоский элемент закладной детали, 2— шаровая опора, 3 — арматурный стержень, 4 — граница закрепления образца в разрывной машине

В случае некачественного выполнения таврового соединения происходило разрушение, показанное на рисунке 8.



Рис. 8. Соединения типа Т12-Рз после испытаний (брак)

При обработке результатов испытаний нередко возникают спорные вопросы. Так по СТБ 2174 средние значения временного сопротивления сварных соединений для арматуры S500 превышают номинальное значение временного сопротивления по СТБ 1704-2012 равное 540 МПа. При испытаниях таких соединений, казалось бы, что браковать соединение надо даже при разрушениях по арматурному стержню, однако СТБ 1704-2012 в приложении Б (обязательном) дает также методику проведения испытаний на свариваемость, где критерием отбраковки служит временное сопротивление арматурного стержня. В соответствии с обязательным приложением Б СТБ 1704, испытание образцов на свариваемость следует проводить по СТБ 2174, но в преамбуле к документу дается ссылка, что п.7.8 со ссылкой на обязательное приложение Б является справочным до разработки ТНПА на методы испытаний. Это означает что методики проведения испытаний сварных арматурных изделий на настоящий момент не существует. Необходимо привести в соответствие ТНПА на испытания сварных арматурных изделий.

Представленные некоторые характерные результаты выполненных исследований сварных соединений показывают актуальность контроля изделий арматурных сварных в соответствии с требованиями введенного технического регламента ТР 2009/013/ВУ «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность».

ЛИТЕРАТУРА

1. Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность: ТР 2009/013/ВУ. - Введ. – 01.07.10. - Минск: Госстандарт, 2012 – 31 с.
2. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций: СТБ 1704-2012. Введ. – 01.01.13. – Минск: Госстандарт, 2013 – 16 с.
3. Изделия арматурные сварные для железобетонных конструкций: СТБ 2174-2011. Введ. – 01.07.11. – Минск: Госстандарт, 2011 – 43 с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 693.6:699.82; 691.32

**КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕТОДЫ И МЕРОПРИЯТИЯ,
ПРЕПЯТСТВУЮЩИЕ СЕЙСМИЧЕСКИМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ**

АЛЬТАМИМИ М.М., ЗВЕРЕВ В.Ф.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Сейсмостойкое строительство – раздел гражданского строительства, специализирующееся в области изучения поведения зданий и сооружений от сейсмического воздействия в виде сотрясений земной поверхности, потери грунтом своей несущей способности, волн цунами и т.п.

Главными задачами сейсмостойкого строительства являются:

1. Знание и понимание, что происходит при взаимодействии строительных объектов с трясущимся основанием.
2. Предвидение последствия возможного сейсмического воздействия.
3. Проектирование, возведение и поддержание в надлежащем состоянии сейсмостойкие объекты.

В настоящее время наиболее эффективным и экономически целесообразным инструментом в сейсмостойком строительстве является вибрационный контроль сейсмической нагрузки и, в частности, сейсмическая изоляция, позволяющая возводить сравнительно легкие и недорогие постройки.

Сейсмическое нагруженное: является одним из основных понятий в сейсмостойком строительстве и теории сейсмостойкости и

означает приложение колебательного возбуждения землетрясения к различным постройкам.

Величина сейсмической нагрузки в большинстве случаев зависит от:

1. Интенсивности, продолжительности и частотных характеристик ожидаемого землетрясения.

2. Геологических условий площадки строительства.

3. Динамических параметров сооружения.

Сейсмическое нагружение происходит на поверхностях контакта сооружения с грунтом, либо с соседним сооружением, либо с порождённым землетрясением гравитационной волной цунами.

Рассматривая конструктивные мероприятия, существующие в настоящее время при воздействии сейсмического нагружения следует отметить что существуют такие мероприятия как:

1. Сейсмическая защита, состоящая из устройства антисейсмических стальных ферм, таких как устройство стальных ферм университета Беркли (рис. 1)



Рис. 1. Наружная антисейсмическая стальная ферма спального корпуса университета Беркли

Исходя из того, что прочность стали достаточно высокая то, понятие сейсмостойкость ассоциируется с достаточно прочной постройкой, с мощным стальным каркасом или стенами, способными

выдержать расчётное землетрясение без полного разрушения с минимальными человеческими жертвами.

Устройство сейсмических амортизаторов:

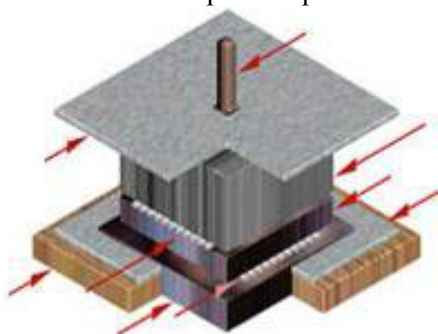


Рис. 2. Сейсмический амортизатор: общий вид

Сейсмический амортизатор – это разновидность сейсмической изоляции для защиты зданий и сооружений от потенциально разрушительных землетрясений.

Такие сейсмические амортизаторы на роликовых подшипниках были установлены в жилом 17-этажном комплексе в г. Токио, Япония.

Устройство инерционных демпферов:



Рис. 3. Инерционный демпфер на высотном здании Тайбэй 101

Обычно, инерционный демпфер – называемый также инерционный гаситель, который является устройством для вибрационного

контроля, представляет собой массивный бетонный блок, установленный на высотном здании или другом сооружении, который колеблется с резонансной частотой данного объекта с помощью специального пружиноподобного механизма под сейсмической нагрузкой.

Для этой цели, например, инерционный демпфер небоскреба Тайбэй 101 оборудован двумя маятниковыми подвесками, на 92-ом и 88-ом этажах, весящими 660 тонн каждая.

Устройство гистерезисных демпферов:



Рис. 4. Жидкостный вязкоупругий демпфер в здании

Гистерезисный демпфер – предназначен для улучшения работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой за счёт диссипации сейсмической энергии проникающей в эти здания и сооружения. Имеются, в основном, четыре группы гистерезисных демпферов, а именно:

- жидкостный вязкоупругий демпфер;
- твердый вязкоупругий демпфер;
- металлический вязко текучий демпфер;
- демпфер сухого трения.

Каждая группа демпферов имеет свою специфику, свои достоинства и недостатки, которые следует учитывать при их применении.

Демпфирование вертикальной конфигурацией предназначено для улучшения работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой за счёт предотвращения резонансных колебаний с помощью дисперсии сейсмической энергии проникающей в эти здания и сооружения.

Конический профиль зданий не является обязательным для этого метода. Аналогичный эффект может быть достигнут с помощью соответствующей конфигурации таких характеристик как массы этажей и их жесткости.

Многочастотный успокоитель колебаний или, сокращенно, МУК является системой устройств для вибрационного контроля, установленной на высотном здании или другом сооружении, которая колеблется с определёнными резонансными частотами данного объекта под сейсмической нагрузкой.

Каждый МУК включает в себя ряд междуэтажных диафрагм, обрамленных набором выступающих консолей с различными периодами собственных колебаний и работающих как инерционные демпферы. Использование МУК позволяет сделать здание как функциональным, так и архитектурно привлекательным.

Приподнятое основание здания:



Рис. 5. Реконструкция пяты свода приподнятого основания

Приподнятое основание здания – является инструментом вибрационного контроля в сейсмостойком строительстве, которое улучшает работу зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой.

Эффект приподнятого основания здания (ПОЗ) основан в следующем. В результате многократных отражений, дифракций и диссипаций сейсмических волн в процессе их распространения внутри

(ПОЗ), передача сейсмической энергии в надстройку (верхнюю часть здания) оказывается сильно ослабленной.

Эта цель достигается за счёт соответствующего подбора строительных материалов, конструктивных размеров, а также конфигурации (ПОЗ) для конкретной площадки строительства.

Свинцово-резиновая опора – это сейсмическая изоляция, предназначенная для улучшения работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой за счёт интенсивного демпфирования сейсмической энергии, проникающей через фундаменты в эти здания и сооружения.

Однако механически податливые системы, какими являются сейсмически изолированные сооружения со сравнительно низкой горизонтальной жесткостью, но со значительной так называемой *демпфирующей силой*, могут испытывать значительные перегрузки, вызванные землетрясением как раз этой силой.

Пружинный демпфер:



Рис. 6. Пружинный демпфер под трехэтажным домом

Пружинный демпфер – является изолирующим устройством, подобным по замыслу свинцово-резиновой опоре. Два небольших трехэтажных дома с такими устройствами, расположенными в Санта Монике (Калифорния), и хорошо себя показали при землетрясении в 1994 году.

Фрикционно-маятниковая опора:



Рис. 7. Фрикционно-маятниковая опора: вибро-испытание

Фрикционно-маятниковая опора – это сейсмическая изоляция, являющаяся инструментом вибрационного контроля в сейсмостойком строительстве, который может улучшить работу зданий сооружений под сейсмической нагрузкой.

Основные элементы фрикционно-маятниковой опоры

- сферически вогнутая поверхность скольжения;
- сферический ползунок;
- ограничительный цилиндр.

ЛИТЕРАТУРА

1. И.Л. Корчинский и др. Сейсмостойкое строительство зданий. Высшая Школа, 1971.
2. Chu, S.Y.; Soong, T.T.; Reinhorn, A.M. Active, Hybrid and Semi-Active Structural Control. – John Wiley & Sons. ISBN 0470013524.
3. Chopra, Anil K. Dynamics of Structures. – Prentice Hall, 1995. ISBN 0138552142.
4. Shehata E. Abdel Raheem, Seismic Pounding between Adjacent Building Structures.
5. CME-C19. Project title: "Elevated Foundation for Earthquake Protection of Building Structures". Investigator: V. Shustov.
6. ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250). Еврокод 1. Воздействия на конструкции.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 691.32.008.6

**НЕРАЗРУШАЮЩИЙ КОНТРОЛЬ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА
КОНСТРУКЦИЙ СЕГОДНЯ: ПРАКТИЧЕСКИЙ АСПЕКТ**

СНЕЖКОВ Д.Ю., ЛЕОНОВИЧ С.Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Особую роль в качестве основы производственно-технологического контроля приобретают оперативные неразрушающие методы определения прочностных показателей бетона: они могут использоваться как на ранних стадиях его твердения - при оценке распалубочной прочности и в процессе выдерживания, обеспечивая сплошной контроль строительной продукции, так и при выполнении мониторинга прочностных параметров бетона наиболее ответственных монолитных конструкций, до достижения ими проектных значений. Не менее важна роль неразрушающего контроля при обследовании эксплуатируемых зданий и сооружений, особенно эксплуатируемых в условиях динамических нагрузок, а также при выполнении работ связанных с реконструкцией. Сильной стороной неразрушающих методов испытаний бетона является возможность их многократного применения даже на ограниченных участках поверхности испытываемой конструкции. Это позволяет получить достаточную репрезентативность выборки для корректного применения статистических методов обработки результа-

тов испытаний и, соответственно, - статистически обоснованную оценку класса бетона по прочности.

1. Методы контроля

Основная проблема неразрушающих испытаний бетона конструкций заключается в том, что измерительные процессы известных неразрушающих методов испытания прочности бетона [2, 3] не являются адекватными по напряженно-деформированному состоянию бетона в зоне контроля ни друг другу, ни процессу прессового испытания бетонного образца на одноосное сжатие по ГОСТ 10180-90 [1]. Проявляется это в том, что косвенные параметры неразрушающих методов испытаний в разной степени подвержены влиянию изменений физико-механических свойств контролируемого бетона. Это значит, что оценки прочности неразрушающими методами будут зависеть не только от фактической прочности бетона (определяемой прессовыми испытаниями образцов), но и от других его характеристик: модуля упругости, динамической вязкости, структурной неоднородности и др.

Вариации физико-механических свойств бетона оказывают влияние и на результаты метода прессовых испытаний. Но поскольку этот метод принят в качестве эталонного, то его результат рассматривается как «истинная» оценка прочности бетона, а все остальные методы должны на нее «равняться». Соответствие их результатов данным прессовых испытаний достигается подбором градуировочных зависимостей под конкретные условия испытаний. Используемый термин «подбор» не случаен. Практика неразрушающих испытаний бетона показывает, что даже строгое следование указанным в нормативах методикам построения градуировочных зависимостей совершенно не гарантирует адекватности результата неразрушающего определения прочности бетона в конструкциях, данным прессовых испытаний изъятых из массива образцов [5, 6]. В частности, оценки прочности бетонного массива ультразвуковым импульсным методом получают, как правило, несколько заниженными, методом упругого отскока (молоток Шмидта) – завышенными.

На рис. 1 приведены данные совместных испытаний монолитных колонн методом упругого отскока и ультразвуковым импульсным методом на объекте монолитного строительства в г. Минске в 2013 г.

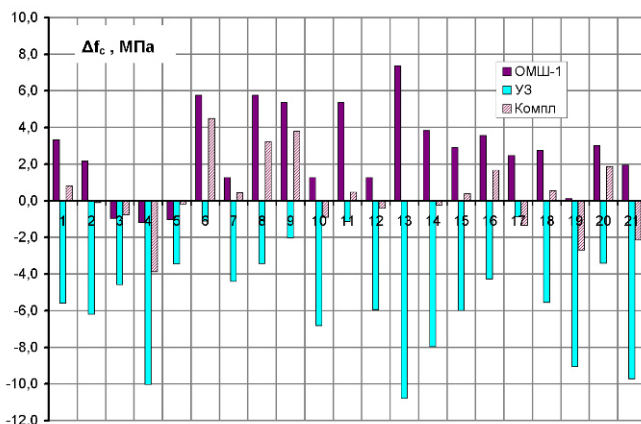


Рис. 1. Отклонения оценок неразрушающими методами прочности бетона монолитных колонн квадратного 400×400 мм сечения от оценок методом отрыва со скалыванием; (бетон проектного класса $C^{35}/_{45}$, срок твердения – 30...35 суток)

Среднее значение прочности бетона $f_{cm,КОЛ}$ группы из 21 колонны по данным метода отрыва со скалыванием составило 44,7 МПа. Коэффициенте вариации оценок прочности методом упругого отскока составил $V_I = 8,10\%$, для ультразвукового метода $V_{us} = 7,54\%$. Заметно смещены от нуля средние значения отклонений Δf_c каждого из неразрушающих методов для всей группы колонн: оценки метода упругого отскока несколько завышены, а ультразвукового метода – занижены. Типичное отношение оценок прочности методом упругого отскока и ультразвуковым методом находится в пределах 1,06..1,18, что является признаком несоответствия использованных градуировочных зависимостей фактическим соотношениям прочности бетона и косвенных параметров неразрушающих методов.

Причины вариации прочности лабораторных бетонных испытательных образцов и бетона конструкции, как правило, не совпадают. Поскольку «естественной» вариации прочности лабораторных образцов (коэффициент вариации прочности не выходит за пределы 13..17%) недостаточно для надежного установления градуировочной зависимости, создается «искусственная» путем вариации водоцементного отношения бетонной смеси. Для прочности бетона конструкции спектр вариабельных факторов значительно шире, это и технологические факторы, обусловленные транспортированием бетонной смеси, режимом ее укладки и уплотнения, а также факто-

ры сопутствующие структурообразованию бетона и связанные с процессами усадки твердеющего бетона, условиями его тепло- и влагообмена с окружающим воздухом. Не говоря уж о случаях явного или предполагаемого нарушения технологии выполнения бетонных работ. При соблюдении технологических режимов бетонных работ острой потребности в контроле прочности бетона в конструкциях, как правило, не возникает. А в «нештатных» случаях приходится пользоваться неадекватными ситуациями градуировочными зависимостями, поскольку смоделировать сложившуюся «нештатную» ситуацию с бетоном в лабораторных условиях градуировочных испытаний не представляется возможным. Поэтому градуировочную зависимость для бетона конструкции приходится корректировать по данным экспертных методов, уточняя ее параметры по мере накопления статистики испытаний.

2. Масштабный фактор

К указанным причинам несоответствия градуировочных зависимостей следует добавить еще одну, - отличие процессов неразрушающих методов в крупноразмерном элементе конструкции и в малоразмерном образце, используемом в градуировочных испытаниях.

Типичным в практике ультразвукового контроля прочности бетона [2] является использование метода поверхностного прозвучивания и акустических преобразователей с сухим точечным контактом. Распространенные приборы тип УК1401 и серии «Пульсар» конструктивно адаптированы именно к такому методу испытаний. Для построения градуировочной зависимости измерение скорости распространения ультразвукового (УЗ) импульса в образце-кубе производят устанавливая излучающий и приемный преобразователи на диагонали в плоскости одной грани. Для куба размерами $100 \times 100 \times 100$ мм длина диагонали составляет 141 мм. При измерительной базе прибора «Пульсар-1.1» в 120 мм точки акустического контакта преобразователей будут отстоять от вершин куба всего лишь на ~ 1 см, что приводит к значительному отличию волновой картины образца от картины формирующейся в элементе конструкции, имеющего размеры на порядок большие. При использовании прибора УК1401 (измерительная база – 150 мм) приходится использовать кубы $150 \times 150 \times 150$ мм. Даже в этом случае расстояние от точек акустического контакта до граней образца составляет ~ 17 мм, что меньше половины длины волны импульса. Близость границ об-

разца к точкам возбуждения и приема акустического импульса проявит себя эффектами интерференции прямой и отраженных волн, что выразится в изменении амплитуды и длительности акустического импульса в точках возбуждения и приема. В итоге, эти изменения импульса могут проявить себя уменьшением отсчета времени распространения, а это, соответственно, исказит градуировочную зависимость.

С использованием конечно-элементного моделирования нами была выполнена оценка коэффициента ослабления импульса продольной волны по мере его распространения вдоль оси образца-цилиндра с физико-механическими параметрами соответствующими тяжелому бетону класса по прочности $C^{25}/_{30}$, возбуждение импульса производится точечно в центре торца образца-цилиндра. Теоретически энергия акустического импульса продольной волны должна уменьшаться прямо пропорционально квадрату расстояния Z пройденного волной, а амплитуда деформации (смещения узлов модели) ξ - уменьшаться прямо пропорционально первой степени пройденного волной расстояния Z в соответствии с выражением

$$\xi = \xi_0 \cdot \frac{Z_0}{Z}, \quad (1)$$

где Z_0 и ξ_0 - соответственно опорные координата и амплитуда деформации.

На рисунке 2 приведены временные диаграммы нормированных значений упругих деформаций $\xi(t)$ образца в точках, расположенных на его оси по направлению распространения волны. Цифры у вершин импульсов соответствуют расстоянию Z (в сантиметрах) от точки возбуждения импульса. Параметры материала модели: $E = 20$ ГПа; $\nu = 0,2$; $\rho = 2400$ кг·м⁻³. Временные параметры силового воздействия также выбраны из условия приближения к реальному воздействию создаваемому точечным протектором электроакустического преобразователя.

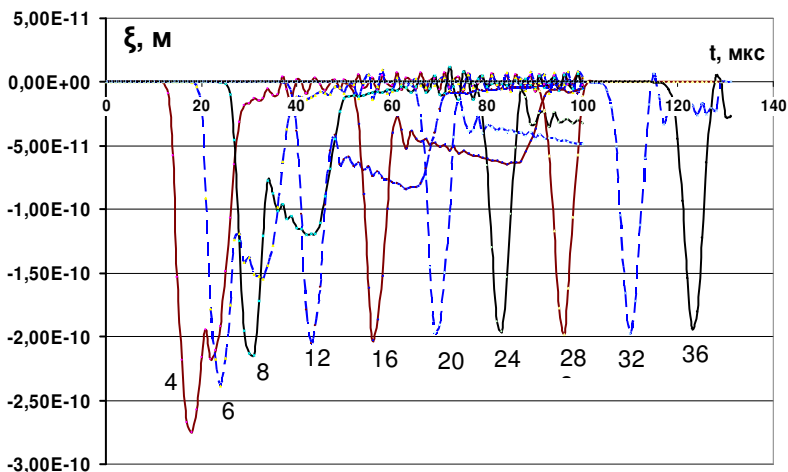


Рис. 2. Временные диаграммы волнового импульса продольной волны в протяженном цилиндрическом образце

В качестве упрощенного варианта описания импульса возбуждения использован первый полупериод функции вида

$$P(t) = P_{\max} \cdot [1 - \exp(-0.5t)] \cdot \sin \frac{\pi \cdot t}{T}, \quad (2)$$

для $0 \leq t \leq T$, где T – продолжительность воздействия, $T = 7 \cdot 10^{-6}$ с. Амплитуда воздействия P_{\max} принималась равной 1 Н. Нормирование выполнялось в соответствии с выражением:

$$\xi_{\text{Norm}} = \xi \cdot Z / Z_0, \quad (3)$$

где ξ_{Norm} – нормированная амплитуда импульса, ξ – фактическая амплитуда, Z_0 принято равным 4 см.

По диаграммам рис.2 видно, что на расстоянии $Z < 8$ см от излучателя амплитуда волнового импульса заметно превышает уровень установившейся волны, соответствующий процессу распространения волны в квазибесконечной среде. Форма импульса также претерпевает изменения. Аналогично, в соответствии с принципом обратимости, амплитуда импульса продольной волны в точке приема вблизи границы образца, также будет увеличена за счет интерференции ее с отраженной волной от границы. В итоге, общее затухание импульса от точки возбуждения до точки приема может сни-

зиться в 4 раза, а длительность импульса – удвоится. В этом случае принципиальное значение приобретает алгоритм регистрации времени распространения импульса.

Для метода упругого отскока [3] знак поправки отрицательный, что можно объяснить уменьшением приведенного значения модуля упругости бетона в точке индентирования. Возможной причиной этого может являться увеличение диссипации энергии импульса упругой деформации на переходах *бетонный образец – плита прессы – элементы подвески плиты*, за счет их динамического вовлечения в силовое взаимодействие при инденторных испытаниях бетонных образцов*. Следует заметить, что увеличение гибкости и подвижности связанной системы *бетонный образец – плита прессы – элементы подвески плиты* приведет к увеличению времени t_{ind} ударного взаимодействия индентора прибора с бетонным образцом,

$$\int_0^{t_{ind}} F_{ind}(t) \cdot dt = M \cdot V_{ind} \quad (4)$$

где M – масса индентора (бойка); V_{ind} – предупредная скорость индентора.

Следствием увеличения времени удара явится уменьшение амплитудного значения силы ударного взаимодействия F_{ind} и, соответственно, - уменьшение объема пластической деформации в точке испытаний, и рост индекса отскока. Таким образом, при инденторных испытаниях малоразмерных бетонных образцов зажатых между плитами испытательного прессы, можно выделить два физических процесса, имеющих противоположное влияние на индекс отскока. Какой из процессов имеет превалирующее значение можно выяснить, сопоставив данные измерения времени индентирования образцов и натуральных конструктивных элементов.

3. Комбинирование методов контроля

Повысить надежность оценки прочностных параметров бетона возможно на основе комбинирования методов, объединяя несколько - обычно два физически разных метода – обладающих свойством *комплементарности* [8, 10]. В Евростандарте DIN EN 13791-2009 и

* По ГОСТ 22690 и СТБ 2264-2012 испытания образцов бетона при установлении градуировочной зависимости производят зажав испытываемые образцы между плитами прессы с нагрузкой порядка 3 МПа.

СТБ 13791-2012 [4] разработчиками предусмотрена лишь ссылка на так называемые национальные предписания и специальную литературу по вопросу комбинирования методов испытаний, конкретной же методики комбинирования неразрушающих методов в этом документе нет. Поэтому, определенный интерес может представлять опыт практического использования авторами комбинированного метода [5, 6], включающего в себя метод упругого отскока и ультразвуковой импульсный метод. Об эффективности комбинированного метода могут дать представление результаты испытаний монолитных конструкций находившихся в замороженном состоянии и испытаний после оттаивания. Напомним, что из-за образования льда в структуре бетона действующими нормативами [2, 3] предписан ряд ограничений на использования неразрушающих методов испытаний бетона. На рис. 3 приведены диаграммы испытаний прочности бетона колонн находившихся на момент испытаний в замороженном состоянии более 5 суток Температура бетона на момент испытаний составляла -8°C . До замораживания твердение бетона обеспечивалось применением электропрогрева в течение полутора суток сразу после укладки бетонной смеси, с последующим выдерживанием без снятия опалубки. Характерным для замороженного бетона явилась смена знаков поправок для неразрушающих методов испытаний практически по всем испытанным колоннам: ультразвуковой метод стал давать завышенные оценки, а метод упругого отскока – заниженные. Кроме смены знака отклонений оценок прочности значительно увеличились и сами отклонения, если для конструкций твердевших и испытанных в нормальных условиях отклонения оценок прочности (в среднем) находились в пределах 3,5..4,5 МПа, то для замороженного бетона этот показатель возрос до 8..13 МПа. Характерным явилось и отрицательное значение коэффициента взаимной корреляции оценок прочности молотком Шмидта и ультразвуковым методом: $r_{\text{Sh,us}} = -0,24$.

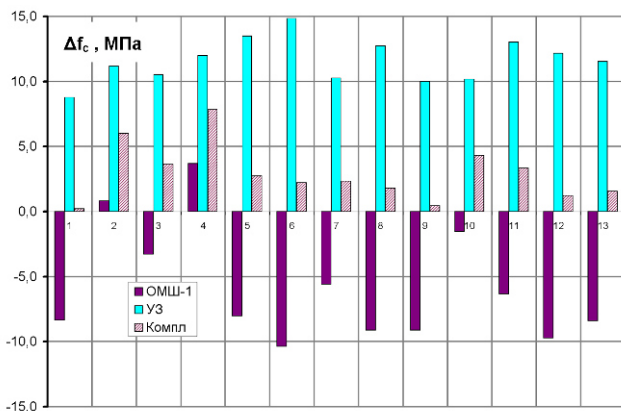


Рис. 3 Отклонения оценок неразрушающими методами прочности бетона монолитных колонн от оценок методом отрыва со скалыванием; (бетон проектного класса $C^{35}/45$, возраст бетона – 11...14 суток после электропрогрева и замораживания, температура бетона на момент испытаний - 8°C)

Приведенные результаты хорошо согласуются с представлениями о физике процессов использованных неразрушающих методов. При малых значениях влажности замена поровой влаги льдом приводит к увеличению динамического модуля упругости бетона, а это, в свою очередь, дает приращение скорости распространения ультразвукового импульса и, соответственно, - завышение оценки прочности. Снижение оценок метода упругого отскока также можно объяснить увеличением отношения модуля упругости бетона к прочности [6].

На рис. 4 приведены данные испытаний тех же колонн после оттаивания в течение 10 суток при средней температуре воздуха +5°C. Разброс оценок прочности каждым из методов заметно уменьшился, а коэффициент корреляции оценок прочности поменял знак на положительный и увеличился до значения 0,72. На рис. 5 приведены абсолютные значения оценок прочности бетона по каждой из колонн и средние значения прочности для всей группы из 13 колонн.

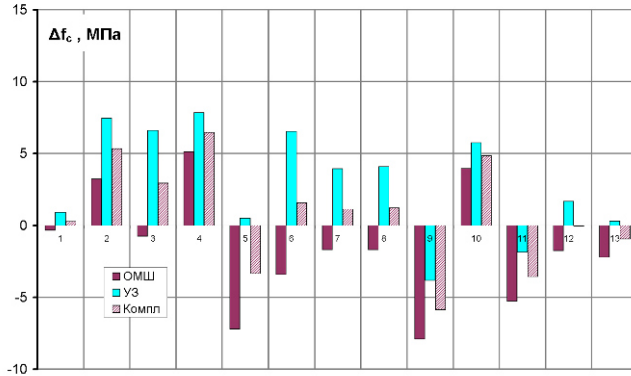
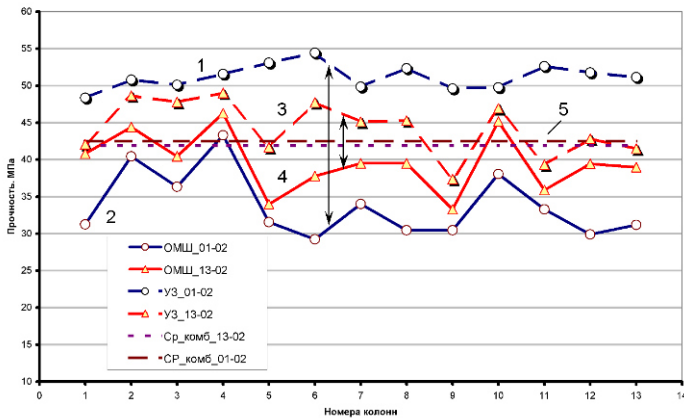


Рис. 4 Отклонения оценок неразрушающими методами прочности бетона монолитных колонн от оценок методом отрыва со скалыванием; (бетон проектного класса $C^{35}_{/45}$, срок твердения – 23...26 суток после электропрогрева, замораживания и оттаивания, температура бетона на момент испытаний + 5°C)



- 1 – оценки прочности замороженного бетона ультразвуковым методом;
- 2 – оценки прочности замороженного бетона методом упругого отскока;
- 3 – оценки прочности бетона после оттаивания ультразвуковым методом;
- 4 – оценки прочности бетона после оттаивания методом упругого отскока;
- 5 – средняя прочность бетона всей группы колонн комбинированным методом.

Рис. 5 Прочность бетона монолитных колонн по данным неразрушающих методов испытаний: проектный класс бетона по прочности $C^{35}_{/45}$

На приведенных диаграммах можно отметить две особенности, свидетельствующие в пользу применения комбинированного метода неразрушающих испытаний бетона в конструкциях:

- показатели испытаний оттаявшего бетона (показаны треугольными маркерами) не выходят за пределы области ограниченной значениями этих же показателей (круглые маркеры) для замороженного бетона;

- средние значения прочности по данным комбинированного метода для всей группы колонн (показаны горизонтальными линиями на рис. 5) практически совпадают, - для замороженного бетона $f_{cp} = 42,1$ МПа, для оттаявшего - $f_{cp} = 45,5$ МПа.

4. Коррекция градуировочных зависимостей

Как показано выше, систематическая погрешность неразрушающих методов испытаний, обусловленная неадекватностью их градуировочных зависимостей фактическим условиям применения, может достигать 15..20% и выше. Комбинированный метод испытаний тоже не лишен этого недостатка в полной мере, хотя в нем и происходит частичная компенсация этой погрешности, которая в итоге снижается до 3..7%, тем не менее, необходимость в снижении этого показателя остается.

Все действующие в настоящее время нормативы предлагают механизм коррекции градуировочных зависимостей. Общим во всех методиках является использование так называемых экспертных методов, в роли которых выступает либо метод прессовых испытаний отобранных из бетонного массива кернов, либо метод отрыва со скалыванием. Радикальное отличие методик коррекции градуировочных зависимостей по Евростандарту СТБ EN 13791-2012 и СТБ 2264-2012, ГОСТ 17624 состоит в иной процедуре обработки данных корректирующих испытаний. В результате чего, оценка прочности бетона по градуировочной зависимости Евростандарта [4] будет на величину $k_1 \cdot s$ ниже, чем по градуировкам нормативов [2, 3]. Приведенные в [4, таб. 2] значения коэффициента k_1 соответствуют 10 % квантилю массива данных градуировочных испытаний. Это, с одной стороны, якобы повышает надежность контроля, уменьшая вероятность завышения прочности, но, с другой, - способствует утрате доверия к неразрушающим испытаниям, поскольку их оценка в большинстве случаев будет ниже нормативного значения, даже для качественного бетона с заданными прочностными

показателями [7]. В этом аспекте, построение градуировочных зависимостей по методикам СТБ 2264 [3] и ГОСТ 17624 [2] делает оценки прочности неразрушающими методами и прямыми испытаниями образцов сопоставимыми, но, разумеется, степень их неопределенности будет разной.

Вопрос оценки степени неопределенности результата каждого из используемых методов весьма важен для практики неразрушающих испытаний бетона. Этот показатель характеризует надежность полученного соответствующим методом результата испытаний. С показателем неопределенности методов испытаний связаны и вопросы методики комбинирования методов испытаний: показатель неопределенности может быть использован в качестве весового коэффициента при усреднении результатов нескольких методов. Эти моменты обойдены вниманием и в Евростандартах и в действующих отечественных нормативах не случайно. Неопределенность оценки прочности тем или иным методом является, строго говоря, характеристикой не столько самого метода, сколько конкретных условий его применения. Поэтому практическое решение вопроса выбора параметров неопределенности оценок испытаний, по нашему мнению, лежит в плоскости уточнения и формализации физических процессов того или иного неразрушающего метода испытаний бетона.

Заключение

1. Систематическая составляющая в оценке характеристической прочности бетона неразрушающими методами испытаний обусловлена двумя факторами: неадекватностью напряженно-деформированного состояния бетона в зоне контроля при неразрушающих и прессовых испытаниях; и неполной адекватностью процессов неразрушающих испытаний в железобетонной конструкции и малоразмерных образцах бетона.

2. Повышение надежности в оценки характеристической прочности бетона возможно на основе комбинирования стандартизированных методов неразрушающих испытаний. Опыт практического использования комбинированного метода позволяет рекомендовать его в качестве основы для введения в систему нормирования неразрушающих испытаний бетона.

3. Методика построения и коррекции градуировочных зависимостей неразрушающих методов определения прочности бетона в конструкциях по СТБ EN 13791-2012 содержит спорные моменты.

Оборотной стороной данной методики является существенное занижение оценки нормативного показателя прочности бетона в конструкции, что неизбежно повлечет за собой отказ от использования неразрушающих методов в практике строительства.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-90. – Введ. 01.01.91. – М.: 1991. – 16 с.
2. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности: ГОСТ 17624-87. – Введ. 01.01.88. – М.: 1988. – 12 с
3. Испытание бетона. Неразрушающий контроль прочности: СТБ 2264-2012, Госстандарт, Минск, 2013. – 20 с.
4. Оценка прочности на сжатие конструкций и элементов сборного бетона в реальных условиях: СТБ EN 13791-2012. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2012.
5. Леонович С.Н., Исследование неравнопрочности бетона на объекте монолитного строительства комплексным неразрушающим методом / С.Н. Леонович, Д.Ю. Снежков // «Известия вузов. Строительство», № 8, Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет.– 2009. — С. 108-115.
6. Снежков Д.Ю., Неразрушающий контроль бетона монолитных конструкций / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович // Строительная наука и техника, Мн., 2009, №4(25), - С. 76-84.
7. Снежков Д.Ю., Анализ методик неразрушающих испытаний бетона конструкций по действующим государственным стандартам и нормам Евросоюза / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович, А.В. Вознищик // Наука и техника – 2013, №2 – Минск: БНТУ., – С 33-39.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 691.87

**СЦЕПЛЕНИЕ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ
С БЕТОНОМ**

ХОТЬКО А.А., САДИН ЭБРАИМ ЯГУБ, ДЕЛЕНДИК С.Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Существующие на сегодняшний день потребности в экономии материальных ресурсов ставят задачу поиска и применения в строительстве новых конструктивных решений. Одним из таких решений, позволяющих экономить стальную арматуру, является использование в качестве армирования композитной (стеклопластиковой и базальтопластиковой) арматуры в предварительно напряжённых изгибаемых несущих композитобетонных конструкциях [3,4,5].

К недостаткам, или особенностям композитной арматуры, которые не позволяют повсеместно выполнить прямую замену металлической арматуры на композитную, относятся следующие свойства: низкий модуль упругости, более низкая огнестойкость изделий армированных композитной арматурой, низкая прочность при поперечных нагрузках, сложность изготовления гнутых арматурных изделий, сложность при изготовлении предварительно напряжённых конструкций. В связи с перечисленными особенностями композитной арматуры методики расчета и конструирования композитобетонных конструкций будут иметь существенные отличия по срав-

нению с методиками расчета и конструирования железобетонных конструкций [3,4].

Ситуация может быть существенно улучшена при использовании комбинированного (композит плюс сталь) армирования, с применением в одном конструктивном элементе как неметаллической, так и определенной доли стальной арматуры. Очевидно, что дополнительное количество продольной стальной арматуры периодического профиля следует устанавливать также с точки зрения повышения жёсткостных характеристик элемента и ограничения ширины раскрытия трещин в эксплуатационной стадии. В соответствии с предложенным подходом, до достижения текучести в стальной арматуре, последняя, работая совместно с неметаллической арматурой, контролирует ширину раскрытия трещин и повышает изгибную жесткость элемента. После достижения текучести в стальной арматуре прирост усилия достигается за счет активного включения в работу неметаллической арматуры. Таким образом, при комбинированном армировании, кроме увеличения предела огнестойкости, компенсируется недоиспользование прочностных свойств арматуры из композитного полимера, армированного волокнами, и надёжность конструкции в целом возрастает [1].

Ввиду отсутствия нормативных документов, регламентирующих требования к стеклопластиковой арматуре, имеются различия, как в технологии изготовления арматуры, так и в геометрических параметрах образующегося при производстве периодического профиля. Производится арматура с песчаной посыпкой поверхности и без нее. 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.

Одним из возможных вариантов решения задачи контроля ширины раскрытия трещин и прогибов композитобетонных элементов, или элементов с комбинированным армированием (стальная и стеклопластиковая арматура) является рассмотрение расчетной модели для блока, выделенного трещинами, а не модели сечения (как это принято в традиционных случаях) с последующим усреднением расчетных параметров модели с учетом совместной работы армирующего элемента и бетона на участках между трещинами. При формулировании положений расчетной модели Туром В.В. предложено рассматривать блок, выделенный соседними трещинами. Статическая задача согласно [1] решается с использованием модифицированных положений деформационной модели. В рамках модифицированной деформационной модели для расчетного блока используется система уравнений: уравнения равновесия продольных сил, уравнения равновесия моментов, уравнения равновесия для отдельного стержня, уравнения для проскальзывания. Кроме того, в систему уравнений входят диаграммы деформирования для материалов " $\sigma_c - \epsilon_c$ ", " $\sigma_s - \epsilon_s$ ", " $\sigma_f - \epsilon_f$ " и диаграммы, связывающие величину касательных напряжений τ с величиной проскальзывания s . При этом диаграмма " $\tau - s$ " играет ключевую роль в оценке напряженно-деформированного состояния расчетного блока [1].

В соответствии с MC2010 [2] для описания закона сцепления неметаллической арматуры (FRP) предложена диаграмма " $\tau_f - s_f$ ", показанная на рис. 1.

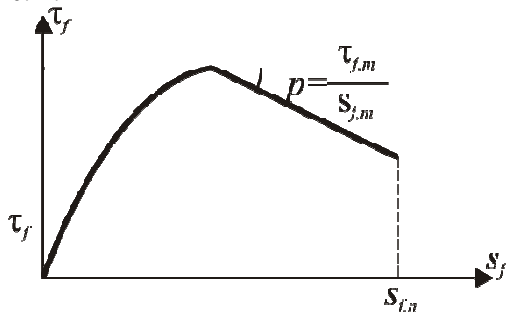


Рис. 1. Диаграмма деформирования " $\tau_f - s_f$ " для неметаллической арматуры согласно MC2010 [2]

Аналитическое описание диаграммы " $\tau_f - s_f$ " представлено в следующем виде:

$$\tau_f = \tau_{f,m} \left(s_f / s_{f,m} \right)^\alpha \quad \text{при } 0 \leq s_f < s_{f,m}; \quad (1)$$

$$\tau_f = \tau_{f,m} - \tau_{f,m} \left(s_f - s_{f,m} \right) / s_{f,m} \quad \text{при } s_{f,m} \leq s_f \leq s_{f,n} \quad (2)$$

Как следует из указаний, приведенных в МС2010 [2], значения параметрических точек диаграммы " $\tau_f - s_f$ " для соответствующего вида неметаллической арматуры определяют опытным путем.

Поэтому, целью данной работы стало экспериментальное определение параметрических точек и вида диаграммы закона сцепления (" $\tau - s$ ") стеклопластиковой арматуры с бетоном в изгибаемом элементе, армированном стеклопластиковой арматурой.

Для достижения поставленной цели предполагается решить следующие задачи:

1. Определить опытные зависимости изменения касательных напряжений сцепления по длине заделки стеклопластиковой арматуры в бетон $\tau(x)$ при различных уровнях нагружения изгибаемого элемента.
2. Определить опытные зависимости изменения взаимного проскальзывания арматуры относительно бетона по длине заделки $s(x)$ при различных уровнях нагружения изгибаемого элемента.
3. На основании полученных опытных зависимостей построить экспериментальную диаграмму " $\tau_f - s_f$ " для стеклопластиковой арматуры.
4. Выполнить аналитическое описание полученной диаграммы " $\tau_f - s_f$ " с определением параметрических точек.

Для решения поставленных задач планируется выполнить экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния изгибаемых композитобетонных элементов, армированных стеклопластиковой арматурой.

Экспериментальные исследования включают в себя испытания следующих опытных образцов:

1. Балок на свободных опорах, армированных продольной ненапрягаемой стеклопластиковой арматурой трех различных производителей (СООО "Центр инновационных технологий "МАПИД" (г.Минск), арматура производств городов Брест и Гомель.

2. Балок на свободных опорах, армированных продольной ненапрягаемой стеклопластиковой арматурой различных диаметров (6 мм, 8 мм и 10 мм).

3. Балок на свободных опорах с различными длинами заделки в бетон продольной ненапрягаемой стеклопластиковой арматуры. Длину заделки продольной арматуры назначали равной $10\emptyset$, $20\emptyset$ и $30\emptyset$.

Длину заделки арматуры в бетон ($l_{\text{зад}}$), а также форму и размеры поперечного сечения опытных образцов назначали таким образом, чтобы разрушение от внешней нагрузки происходило только по наклонному сечению от действия изгибающего момента вследствие нарушения анкеровки ненапрягаемой арматуры:

$$P^{M_{\text{накл}}} < P^{Q_{\text{накл}}} \quad \text{и} \quad P^{M_{\text{накл}}} < P^{M_{\text{норм}}} \quad (3)$$

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 $x_{\text{eff}} = 80$ мм с шарниром между ними. В нижней части в пределах зоны чистого изгиба (в пределах 600 мм) бетон отсутствует. Поперечная и сжатая арматура отсутствует. Величина относительного пролета среза принята постоянной и равной 450 мм. Геометрические характеристики опытных балок представлены на рис. 1. Параметры и маркировка опытных образцов представлены в таблице 1.

Выбор длин заделки продольной арматуры в бетон, равных $10\emptyset$, $20\emptyset$ и $30\emptyset$ основан на результатах испытаний на вытягивание стеклопластиковых стержней из бетона, которые показали, что усилие на выдергивание стеклопластиковой арматуры диаметром 6, забетонированной на 10 см составляет 15 кН. Для опытных образцов с максимальной длиной заделки $30\emptyset$ усилие, при котором будет происходить нарушение сцепления, будет соответствовать напряжениям в арматуре ≈ 960 МПа, что близко к пределу прочности стеклопластиковой арматуры. Для длин заделки $10\emptyset$ и $20\emptyset$ будет происходить проскальзывание арматуры.

Таблица 1

Параметры и маркировка опытных образцов

Маркировка образцов	Производитель СПА	Диаметр арматуры \varnothing , мм	Длина заделки, Изад, мм ($n \cdot \varnothing$)	Количество образцов	
БМ6-10	МАПИД	6	60 (10 \varnothing)	2	
БМ6-20			120 (20 \varnothing)	2	
БМ6-30			180 (30 \varnothing)	2	
БМ8-10		8	80 (10 \varnothing)	2	
БМ8-20			160 (20 \varnothing)	2	
БМ10-10			100 (10 \varnothing)	2	
ББ6-10	Брест	6	60 (10 \varnothing)	2	
ББ8-10			8	80 (10 \varnothing)	2
ББ8-20				160 (20 \varnothing)	2
ББ10-10		10	100 (10 \varnothing)	2	
ББ10-20			200 (20 \varnothing)	2	
ББ10-30			300 (30 \varnothing)	2	
БГ6-10	Гомель	6	60 (10 \varnothing)	2	
БГ6-20			120 (20 \varnothing)	2	
БГ8-10			8	80 (10 \varnothing)	2
БГ10-10		10	100 (10 \varnothing)	2	
БГ10-20			200 (20 \varnothing)	2	
БГ10-30			300 (30 \varnothing)	2	
Итого:				36 образцов	

Балки изготовлены в разборной деревянной опалубке с формированием в горизонтальном положении (для арматуры). Проектируемая призмная прочность бетона образцов – 25 МПа. Бетонирование производится с уплотнением бетонной смеси вибратором. После формирования предусматривается выдержка их в опалубке в течение двух недель для набора прочности, достаточной для разуплубливания. Для определения прочностных и деформационных характеристик бетона изготавливаются кубы с размерами ребер 100×100×100 и призмы размером 100×100×400 мм в соответствии с ГОСТ 10870-78 "Бетоны. Методы определения прочности на растяжение и сжатие", ГОСТ 244-80 "Бетоны. Методы испытаний. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона".

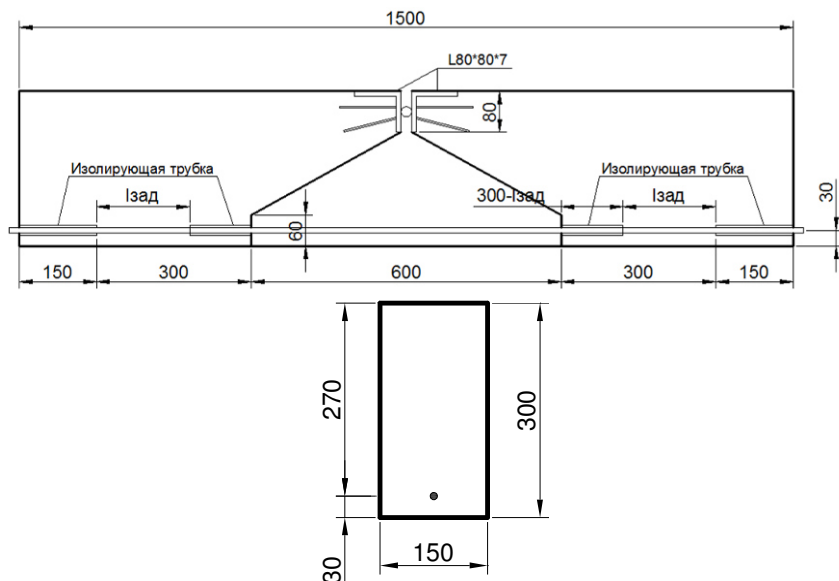


Рис. 1. Геометрические характеристики опытных балок

В процессе испытаний предполагается контролировать:

1. Характер разрушения опытных образцов и максимальную нагрузку, при котором сцепление стеклопластиковой арматуры с бетоном не нарушено (P_{\max});
2. Перемещения незагруженного (свободного) конца арматурного стержня (y_1) относительно наружных граней бетона на обоих концах образца;
3. Перемещения загруженного конца арматурного стержня (y_0) относительно наружных граней бетона на обоих концах образца;
4. Относительные деформации бетона наружных граней балки по длине заделки арматуры в бетон, $\epsilon_{ct}(x)$;

Контроль геометрических параметров профиля арматуры производился при помощи штангельглубиномера до формования образцов. Нагрузка регистрируется по шкале силоизмерителя прессы на каждом этапе до момента разрушения. Смещения арматуры планируется измерять при помощи индикаторов часового типа с ценой деления – 0,001 мм, жестко закрепленных на струбцинах, соединяемой с наружными слоями бетона. Схема испытания опытных образцов с размещением приборов показана на рис. 2.

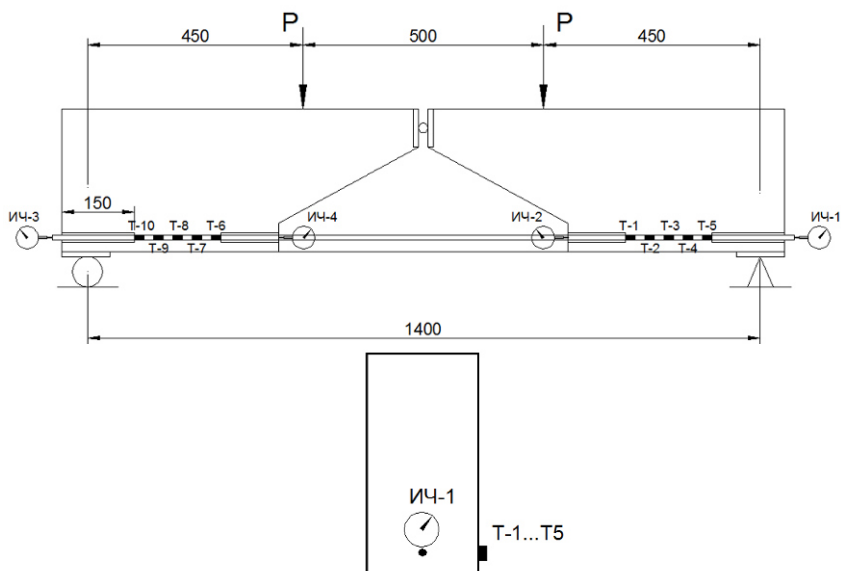


Рис. 2. Схема размещения приборов

Взаимное проскальзывание незагруженного конца $s(n)$ арматурного стержня, если пренебречь деформацией поперечных слоев бетона опытных образцов будет равно перемещениям незагруженного конца арматуры относительно наружных слоев бетона того же сечения, определенным на каждом этапе нагружения с помощью индикаторов ИЧ-1 (ИЧ-3).

$$s(n) = (yI) \quad (4)$$

Взаимное проскальзывание загруженного конца $s(0)$ арматурного стержня, пренебрегая деформацией поперечных слоев бетона опытных образцов, будет равно разности перемещений незагруженного конца арматуры относительно наружных слоев бетона в сечении на расстоянии 450 мм от торца балки, определяемых на каждом этапе нагружения с помощью индикаторов ИЧ-2 (ИЧ-4) и удлинения арматурного стеклопластикового стержня, полученного на участке 300- $l_{зад}$.

$$s(0) = (y0) - \epsilon_s(0) \times (300\text{мм} - l_{зад}) \quad (5)$$

Относительные деформации на загруженном конце стеклопластикового стержня $\epsilon_s(0)$ определяются по диаграмме деформирова-

ния арматуры при известном напряжении в стержне на загруженном конце $\sigma_s(0) = P \times a / (A_s \times (d - x_{\text{эф}}/2))$.

Перемещения бетона наружных граней опытных образцов по длине заделки арматуры $u_{ct}(x)$ определяются на основании данных определения относительных деформаций бетона по длине заделки $\varepsilon_{ct}(x)$:

$$u_{ct}(x+1) = u_{ct}(x) + \varepsilon_{ct}(x+1) \times \Delta x \quad (6)$$

Перемещения бетона наружных граней опытных образцов в сечении незагруженного конца арматуры определяются по формуле: $u_{ct}(n) = \varepsilon_{ct}(n) \times \Delta x$.

Напряжения в арматуре по длине заделки стержня $\sigma_s(x)$ могут быть определены из известных граничных условий (взаимные проскальзывания арматуры относительно бетона и напряжения в арматуре на загруженном ($s(0)$, $\sigma_s(0)$) и незагруженном ($s(n)$, $\sigma_s(n)=0$) концах стержня), методом последовательных приближений из следующих предпосылок:

– учитывая то, что разница между проскальзыванием арматуры на загруженном и свободном конце равна удлинению стеклопластикового арматурного стержня, полученному на участке заделки арматуры в бетон, можно определить площадь кривой зависимости нормальных напряжений в арматуре по длине заделки:

$$s_0 - s_n = \int_0^{l_{\text{зад}}} \varepsilon_x dx = \int_0^{l_{\text{зад}}} \frac{1}{E_s} \cdot \sigma_x dx = \frac{1}{E_s} \int_0^{l_{\text{зад}}} \sigma_x dx \quad (7)$$

$$\int_0^{l_{\text{зад}}} \sigma_x dx = E_s \cdot (s_0 - s_n) \quad (8)$$

– учитывая то, что разница между перемещениями арматуры и перемещениями бетона равна величине проскальзывания арматуры относительно бетона (пренебрегая деформацией поперечных сечений бетона), можно установить зависимость величины проскальзывания арматуры от относительных деформаций арматуры по длине заделки:

$$s(x) = u_s(x) - u_{ct}(x) \quad (9)$$

или

$$\frac{ds(x)}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ct}(x) \quad (10)$$

В конечных разностях выражение примет вид:

$$s_{i+1} = s_i + \Delta x \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s,i+1} + \varepsilon_{s,i}}{2} - \frac{\varepsilon_{ct,i+1} + \varepsilon_{ct,i}}{2} \right) \quad (11)$$

Для решения задачи, зная граничные значения относительных деформаций и взаимного проскальзывания на одном конце (граничных условий на свободном конце $s_1 = \text{опыт}$ и $\varepsilon_s(1) = 0$), задаются такими значениями относительных деформаций арматуры для промежуточных точек, чтобы вычисления по формуле (11) показали опытное значение взаимного проскальзывания арматуры относительно бетона на загруженном конце ($s_0 = \text{опыт}$) и площадь графика напряжений в арматуре (полученной по диаграмме деформирования " $\sigma - \varepsilon$ ") соответствовала значению, полученному по формуле (8).

Напряжения сцепления по контакту арматуры с бетоном $\tau(x)$ определим из уравнения равновесия для отдельного стержня:

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} - \frac{4}{\varnothing} \tau(x) = 0 \quad (12)$$

Взаимные проскальзывания арматуры относительно бетона по длине заделки $s(x)$ определяются по зависимости (9).

На основании сопоставления для отдельных точек по длине заделки зависимостей напряжений сцепления и взаимных проскальзываний строится диаграмма " $\tau_f - s_f$ " для стеклопластиковой арматуры, после чего выполняется аналитическое описание полученной диаграммы " $\tau_f - s_f$ " с определением параметрических точек.

Таким образом, выполнение данной работы позволит решить задачу контроля ширины раскрытия трещин и прогибов композитобетонных элементов, или элементов с комбинированным армированием.

ЛИТЕРАТУРА

1. Тур В.В., Малыха В.В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием стеклопластиковыми и стальными стержнями // Ресурсоeкономні 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. – Режим доступа.

РАЗДЕЛ III. ИНЖЕНЕРНАЯ И КОМПЬЮТЕРНАЯ ГРАФИКА. ИНФОРМАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 69:005.6

**НОВЫЕ ПОДХОДЫ К ИНФОРМАЦИОНМУ
ОБЕСПЕЧЕНИЮ ЗАДАЧ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА
ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ BIM ТЕХНОЛОГИЙ**

БОГОМОЛОВ И.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В Республике Беларусь сложилась своя достаточно устойчивая система взаимодействующих и взаимодополняющих друг друга программных средств для решения задач организации и управления строительством. Все они в той или иной степени решают насущные задачи. Круг проблем, решаемых с использованием ПС, все более расширяется. Постепенно основные задачи проектирования, организации, экономики и управления строительством сливаются в единое целое, позволяя в комплексе решать основные проблемы автоматизации. Казалось, еще чуть-чуть и будет достигнута желанная цель многих лет работы – полная автоматизация на всех стадиях инвестиционного цикла. Но чего-то не хватает в этой цепочке, круг не замыкается. Задачи так и остаются локальными, обмениваясь между собой только на уровне данных, возникающие нестыковки решаются с помощью «лоскутного» программирования, что порождает новые проблемы при совершенствовании системы. В современных условиях стало невозможно эффективно обрабатывать прежними средствами хлынувший поток информации сопровождающей процесс проектирования и строительства объекта. У многих

разработчиков опускаются руки. И вот в мировой практике появляется принципиально новый подход, новая надежда на успех - информационное моделирование зданий (англ. Building Information Modeling, BIM) — процесс генерации и управления данными о здании на протяжении его жизненного цикла.

Бурное развитие информационных технологий потребовало и породило создание компьютерной модели нового здания, несущей в себе все сведения о будущем объекте. BIM состоит в использовании средств архитектурно-строительного проектирования для создания единой информационной модели здания, над которой могут работать все команды, участвующие в разработке строительного проекта. Это стало естественной реакцией человека на кардинально изменившуюся информационную насыщенность окружающей нас жизни. Примерно с 2002 года концепцию информационного моделирования зданий ввели в употребление и ведущие разработчики программного обеспечения (Autodesk, Bentley Systems и Graphisoft), причем они сделали понятие BIM одним из ключевых в своей терминологии, а сама технология информационного моделирования зданий уже определяет уровень развития строительной индустрии в той или иной стране.

За этот сравнительно короткий срок технология BIM получила широкое распространение в развитых странах мира. По экспертным оценкам, в Северной Америке доля BIM в проектно-строительной отрасли уже составляет порядка 60%. Пока более скромные результаты у государств Евросоюза эта доля – около 10%. Для скорейшего внедрения BIM применяется практика государственного стимулирования, показавшая свою эффективность. В большинстве стран приняты решения – госзаказы будут получать только те компании, которые работают в BIM.

Внедрение BIM в России и в других странах СНГ происходит еще более медленными темпами, чем в Европе. На данный момент BIM начинает набирать обороты и затрагивает только проектные компании. Организации, занимающиеся непосредственно строительством, BIM почти не используют, не говоря уже о компаниях, отвечающих за техническое обеспечение и обслуживание построенных объектов. В России также идет дискуссия об «обязательном» BIM для государственных проектов.

В Республике Беларусь после некоторого отставания, активно ведется работа по внедрению BIM. Разрабатывается отраслевая про-

грамма «внедрение комплексных автоматизированных систем проектирования и информационных технологий для управления жизненным циклом строительного объекта». Она предполагает:

1. Создание автоматизированных систем проектирования в базовых организациях (Белгоспроект и Белпромпроект).

2. Создание интегрированной информационной системы управления жизненным циклом строительного объекта.

3. Стандартизацию информационных технологий в строительстве.

4. Создание отраслевых инженерных информационных ресурсов.

5. Подготовку и повышение квалификации специалистов проектных организаций.

В качестве инструментария предполагается использовать программные продукты ведущих производителей в данной области, а также создание отдельных (отсутствующих) компонентов (прежде всего программы для сметных расчетов, планирование производства работ и других), которые должны взаимодействовать с информационной моделью здания. Работа в самом начале, но важность внедрения новых IT-технологий в проектировании и строительстве понимается и поддерживается на государственном уровне, что может способствовать скорейшему достижению уровня самых передовых стран.

Но BIM не единый программный продукт, а технология. И если для архитекторов и конструкторов уже созданы достаточно комфортные условия работы, например, в REVIT, то для строителей он позволит лишь выполнять визуализацию и симуляцию процесса строительства. В США уже успешно внедряются программы для всего жизненного цикла здания, в то время как в Европе и в СНГ, пока массово автоматизирована лишь стадия проектирования.

BIM может и должна служить основой для автоматизации организации строительства. Графики организации работ и поставок и соответствующие спецификации, ведомости и сметы являются полноправными элементами информационной модели здания, взаимосвязанными и взаимозависимыми с другими элементами. Появляется возможность корректировать организацию строительства практически в реальном времени по мере поступления информации от различных подразделений строительной фирмы, субподрядчиков и сведений об изменениях в проекте от проектировщиков. Но все так гладко только в теории. На практике, чтобы все это нормально

функционировало необходимо разработать отраслевые (и/или внутрифирменные) стандарты по нормативной базе и оперативной информации подобрать и настроить программное обеспечение.

Первые трудности появляются уже на стадии моделирования. Архитектурная (конструкторская) модель объекта в реальности сильно отличается от строительной модели. Строительное производство требует разбивать конструктивные элементы на захватки, участки, что не отражается в архитектурной модели. Конечно принцип «проектируй так, как будешь строить» может в этом помочь. При правильном моделировании мы можем получить последовательность выполнения работ в хронологическом порядке. Однако это не позволит корректно разбить объект на захватки с соблюдением технологичности. Еще одна проблема – использование BIM требует принятие проектных решений на более ранней стадии, чем для привычной схемы работы. Кроме того, организациям придется переосмыслить свои отношения и больше думать об интеграции проектных групп. Общепринятое объединение разных организаций для совместного ведения проекта требует нового отношения к распределению рисков и выгод, нового типа ответственности за результирующую документацию. В США концепция высокой вовлеченности в проект всех участников обозначается термином IPD (от англ. Integrated Project Delivery, интегрированная разработка проекта), наверно и нам придется разработать подобную концепцию. Возникают вопросы и по авторским правам на проект при передаче информации.

Интересной представляется концепция OPEN BIM, которая означает, что указанное программное обеспечение не просто проектный инструмент, но и решение, которое полностью открыто для взаимодействия и сотрудничества. Она поддерживает «открытые» стандарты (например, IFC) и готово взаимодействовать без потери данных с конкурирующими решениями. Возможно, со временем, эта стратегия приведет к появлению новых интегрированных продуктов, вобравших в себя все лучшее на всех стадиях проектирования и строительства, которые успешно взаимодействуют друг с другом.

Пока, из имеющегося программного обеспечения для стадии строительства, главным претендентом на внедрение в РБ является Autodesk Navisworks. Он напрямую взаимодействует не только с REVIT, но и с целым рядом популярных пакетов, таких как Inventor,

3D MAX, ArchiCAD и др. Navisworks позволяет координировать выполняемые работы, моделировать процесс строительства и проводить анализ проекта с помощью интегрированной функции проверки проекта, поддерживает интеллектуальные проектные модели, применяя к ним инструменты составления календарных графиков строительства, расчета сметной стоимости, визуализации и обмена информацией, а также обладает возможностями координации разделов проекта и проверки на коллизии. Просто фантастически выглядят возможности навигации по проекту и 3D-анимации. Уже этих возможностей достаточно для его использования строительными организациями и в учебном процессе. Кроме того, Navisworks работает с облегченной версией модели, этого достаточно, чтобы выполнить интеллектуальную проверку коллизий всей модели сразу и не предъявляет слишком большие требования к аппаратному обеспечению. Пока, для составления графиков выполнения работ удобнее пользоваться программами управления проектами (MS Project, Primavera...) и загружать полученные там данные в программу, хотя это можно делать и внутри приложения и эти модули быстро развиваются. Для подрядной строительной организации есть выбор между двумя версиями продукта Navisworks Manage и Navisworks Simulate. На текущий момент Navisworks Manage имеет дополнительные возможности по «Координации» – «Выявление коллизий и проверка на пересечения» и «Управление коллизиями и пересечениями». Очевидно, что на выбор продукта будут влиять реальные потребности организации и стоимость программного продукта. Если необходимо видеть только анимацию существует бесплатная версия Navisworks Freedom.

Вместе с тем, первоначальный анализ показал, что для успешного внедрения этот продукт должен быть либо серьезно переработан, либо изменены существующие стандарты. Мы не получим в готовом виде ни ПОС, ни ППР, ни, тем более, стандартные сметные расчеты и отчеты. Нужно проводить уже сейчас системную работу по наработке требований со стороны подрядных организаций и пытаться адаптировать существующие программы к реалиям производства. Первые попытки в этом направлении делает автор.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.014.2

**АКТУАЛИЗАЦИЯ СОДЕРЖАНИЯ НЕКОТОРЫХ РАЗДЕЛОВ
ДИСЦИПЛИНЫ «НАЧЕРТАТЕЛЬНАЯ ГЕОМЕТРИЯ,
ИНЖЕНЕРНАЯ И МАШИННАЯ ГРАФИКА»**

САДОВСКИЙ Ю.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Дисциплина «Начертательная геометрия, инженерная и машинная графика» имеет большое значение для общей подготовки инженеров строительных специальностей. Она входит во все типовые и учебные планы в качестве государственного компонента в цикл общепрофессиональных дисциплин.

Проектирование, строительство современных зданий и сооружений, изготовление строительных изделий и конструкций, применение новых технологий в строительстве, надзор за общестроительными работами в эксплуатации зданий и сооружений связаны с изображениями: чертежами, рисунками, эскизами. Это ставит перед графической дисциплиной ряд важных задач. Разделы курса должны обеспечить будущим специалистам знание общих методов построения и чтения чертежей; решения большого числа разнообразных инженерно-геометрических задач, возникающих в процессе проектирования, конструирования, изготовления и эксплуатации различных технических и других объектов.

Начертательная геометрия, инженерная и машинная графика – общетехническая учебная дисциплина, знание которой необходимо для всех инженерных специальностей. Она должна дать обучаемым умения и навыки изложения технических идей с помощью чертежа, а также понимания по чертежу устройства объектов и принципов действия технических изделий.

Это первая ступень обучения, на которой изучаются основные правила выполнения и оформления проектной документации. Полное овладение чертежом, как средством выражения технической мысли и производственными документами, а также приобретения устойчивых навыков в черчении достигаются в результате усвоения всего комплекса технических дисциплин соответствующего профиля, подкреплённого практикой курсового и дипломного проектирования.

Учебной программой дисциплины «Начертательная геометрия, инженерная и машинная графика» предусматривается изучение теоретических основ начертательной геометрии, проекционного, машиностроительного и строительного черчения, компьютерной графики, а также приобретение практических навыков по выполнению машиностроительных и строительных чертежей вручную и с помощью систем автоматизации проектирования (САПР).

Программа дисциплины состоит из двух частей: общей и специальной. Общая часть включает в себя основы начертательной геометрии. Специальная часть, условно называемая инженерной графикой, объединяет элементы проекционного, машиностроительного и строительного черчения. Третьим компонентом дисциплины является компьютерная (машинная) графика.

В зависимости от учебных планов конкретных специальностей дисциплина изучается в 1-3 семестрах в следующей последовательности: в 1 семестре изучается раздел «Начертательная геометрия», который заканчивается экзаменом, затем в разных объемах идут инженерная и компьютерная графика.

Компьютерная графика, о содержании которой пойдет речь в данной статье, изучается последней, параллельно с дисциплиной «Информатика».

Цель преподавания этого раздела – освоение студентами методов и средств машинной графики, приобретение знаний и умений по работе с графическим пакетом САПР AutoCAD.

Предметом инженерной машинной графики является автоматизация построения графических моделей инженерной информации, их преобразования и исследования.

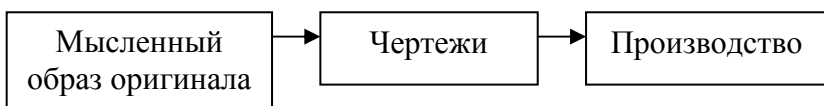
Учебный процесс складывается из практических и лабораторных занятий, проводимых в компьютерных классах. Рекомендуемый объем часов на изучение курса компьютерной графики по типовой программе для строительных специальностей составляет 18 часов практических и 18 часов лабораторных занятий.

Однако большинство учебных планов строительных специальностей набора 2011-2013 годов часы на практические занятия не предусматривает, тем самым занижая объем часов на компьютерную графику почти в 2 раза.

Необходимо отметить, что если все остальные разделы дисциплины являются достаточно консервативными с точки зрения их содержания, то раздел компьютерной графики подвержен максимальным изменениям, ведь известно, что содержание разделов информатики каждые пять лет устаревает почти наполовину [1].

В настоящее время (так повелось с начала внедрения компьютерной графики в обучение студентов в 90-х годах) основой этого раздела является работа с двумерными моделями, т.е. использование компьютера в режиме электронного кульмана. Обмен информацией осуществляется на основе технической документации.

Логическая последовательность проектирования в этом случае следующая:



Такой подход казался оправданным еще совсем недавно. Компьютерное трехмерное моделирование, хотя и предполагается учебными программами, по сути студентами не изучается в силу ряда причин, основной из которых является очень ограниченный объем учебных часов. К сожалению, реально ожидать увеличения в новых планах учебных часов не приходится.

На кафедре «Инженерная графика строительного профиля» разработана необходимая методическая литература по трехмерному моделированию [2], разработаны лабораторные работы по модели-

рованию как простых комплексных фигур, так и строительных конструкций (рис. 1).

Однако существующий в настоящее время упор на планарную (двухмерную) графику нуждается в корректировке, что связано в появлении новых тенденций в проектировании, в первую очередь BIM (Building Information Model) – технологий.

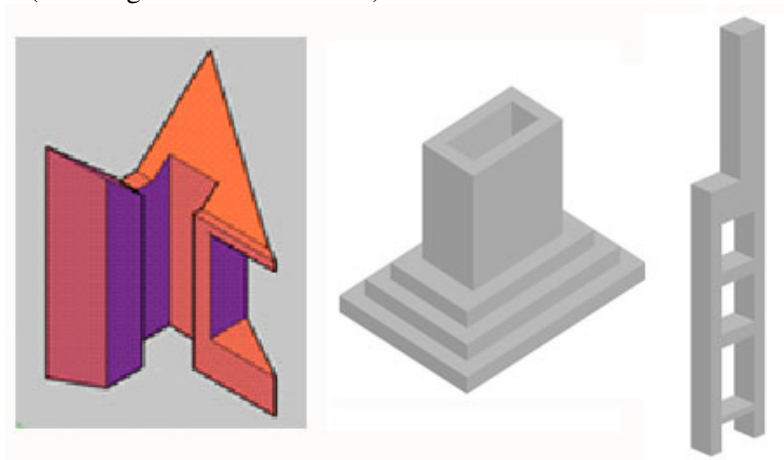


Рис. 1. Объекты трехмерного моделирования

Чаще всего работа по созданию информационной модели здания ведется в два этапа [3]. Сначала разрабатываются первичные элементы проектирования, соответствующие как строительным изделиям (окна, двери, плиты перекрытий и т.п.), так и элементам оснащения (отопительные и осветительные приборы, лифты и т.п.) и многому другому, что имеет непосредственное отношение к зданию.

На втором этапе происходит моделирование того, что создается на стройплощадке. Это фундаменты, стены, крыши, навесные фасады и т.д. Таким образом, логика информационного моделирования зданий вполне соответствует обычному пониманию процесса их реального строительства.

Таким образом, работа в компьютерных BIM – программах (Revit, Digital Project, Bentley Architecture, Allplan, ArchiCAD и т.п.) требует от специалиста в этой области хорошо разбираться, понимать, применять и оперировать понятиями трехмерной графики. Например, первый блок программы REVIT – AutoDESK REVIT ARCHITEC-

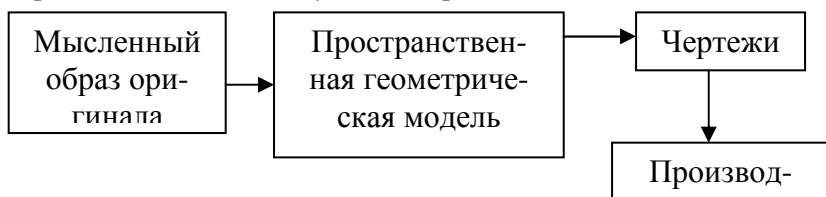
TURE практически весь основан на архитектурном проектировании средствами трехмерного моделирования.

Современные BIM-программы предполагают, что содержащуюся в модели информацию о здании для внешнего использования можно получать в большом спектре видов.

К их числу относятся: чертежная рабочая документация и чертежные трехмерные виды моделей; плоские 2D файлы и объемные 3D модели для использования в различных CAD-программах; таблицы, ведомости, спецификации; файлы для использования в Интернет; файлы с инженерными заданиями на изготовление входящих в модель изделий и конструкций; файлы-заказы на поставку оборудования и материалов; результаты тех или иных специальных расчетов; видеоматериалы, отражающие моделируемые процессы; файлы с данными для расчетов в других программах; файлы презентационной визуализации и анимации модели и многое другое.

Идеология BIM –проектирования должна прививаться студентам постепенно с самых первых курсов и тут определенную роль должна сыграть и компьютерная графика. Для этого требуется кардинально перестроить весь комплекс занятий, сразу начав с основ трехмерного моделирования, положив в его основу создание пространственной модели.

В этом случае изменится логическая цепочка обучения и выстраивать ее надо в следующем порядке:



Этот переход будет труден даже для преподавателей, он не для всех студентов, но начинать нужно, хотя бы в экспериментальном порядке со студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство».

Для реализации такого подхода требуется следующее:

– в учебные планы строительных специальностей должны быть возвращены часы на практические занятия по компьютерной графике;

- продолжить разработку учебно-методической литературы по трехмерному моделированию строительных конструкций;
- необходима разработка лабораторного практикума (комплекса лабораторных работ) по моделированию строительных конструкции;
- совершенствование методологии обучения и постоянного повышения квалификации преподавателей в области трехмерного компьютерного моделирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Макарова Н.В., Волков В.Б. Информатика: Учебное пособие для ВУЗов. – Санкт-Петербург, Питер, 2011 – 576 с.
2. Садовский Ю.И. Система инженерной графики AutoCAD/ Основы трехмерного твердотельного компьютерного моделирования. – Мн., БНТУ, 2013. – 102 с.
3. В. Талапов. ВІМ: что под этим обычно понимают – по материалам сайта http://isicad.ru/ru/articles.php?article_num=14078.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 378.14

**К ВОПРОСУ ВНЕДРЕНИЯ BIM-ТЕХНОЛОГИЙ В УЧЕБНЫЙ
ПРОЦЕСС**

ШУБЕРТ И.М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В соответствии отраслевой программой Министерства архитектуры и строительства РБ по разработке и внедрению информационных технологий комплексной автоматизации проектирования и поддержки жизненного цикла здания, сооружения на 2012-2015 годы, в Белорусском национальном техническом университете проводится работа по вводу в действие новых образовательных программ подготовки специалистов [1].

Конец XX столетия ознаменовался переходом от «бумажного» проектирования к компьютерному с использованием САД-систем, а на стыке XX и XXI столетий в связи с бурным развитием ИТ – технологий, возникла концепция информационного моделирования здания (Building Information Modeling BIM) – это намного больше, чем просто новый метод в проектировании. Это также принципиально иной подход к возведению, оснащению, обеспечению эксплуатации и ремонту здания, к управлению жизненным циклом объекта, включая его экономическую составляющую, к управлению окружающей нас рукотворной средой обитания.

Внедрение BIM успешно идет во всем мире, яркий тому пример — осуществляемое в КНР строительство Шанхайской башни. Кроме того можно привести еще примеры: новое здание Всемирного торгового центра (One World Trade Center) в Нью-Йорке, первоначально известное как «Башня Свободы»; реконструкция концертного зала имени Элис Тулли (Alice Tully Hall) в Линкольновском центре исполнительского искусства (Lincoln Center) в Нью-Йорке; спортивные сооружения Олимпиады-2008 в Пекине; мост через реку Янцзы в Китае – самый большой в мире вантовый мост (длина основного пролета 1088 метров); прямоугольный стадион в Мельбурне (2010); спиралевидный пешеходный мост в Сингапуре (длина 280 метров, 2009); новый (рассчитанный на 44 тысячи мест) стадион Baltic Arena в Гданьске (2012) [2].

Статистический анализ McGraw-Hill Construction по внедрению BIM в Северной Америке приводит следующие данные (рис.1).

Внедрение BIM по тому же источнику в странах западной Европы составляет от 35% в Великобритании до 38% во Франции [2].

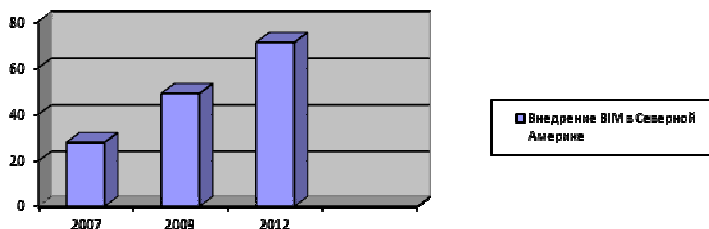


Рис. 1.

Изучение мирового опыта проектирования и строительства — одна из важнейших составляющих эффективного внедрения BIM в учебный процесс. Кроме того необходимо изучить возможности и преимущества внедрения BIM – технологий в процессе проектирования и создания проектно-сметной документации (рис.2).

BIM - технологии позволяют в процессе проектирования:

- создавать единую информационную модель здания;
- работать в команде, в соответствии с личностными компетенциями;

- визуализировать 3D модель и в процессе проектирования лучше понимать и контролировать целостностную модель и отдельные ее элементы;
- исключать или быстро исправлять ошибки и нестыковки в проекте;
- исключать традиционный подход к проектированию по созданию отдельных частей проекта (планов, разрезов, фасадов, узлов и т.п.);
- по 3D модели получать любое необходимое количество стандартных изображений, их не нужно «чертить» в привычном смысле;
- автоматически получать данные для различных ведомостей и спецификаций и в итоге получать более точную документацию.

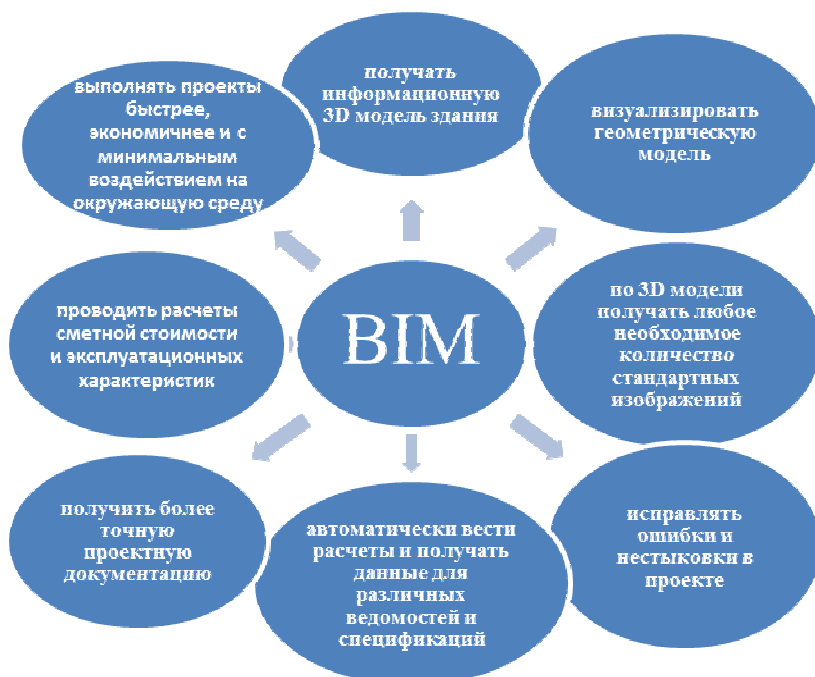


Рис.2.

Важным вопросом является анализ программных продуктов, показавших свою состоятельность в конкретной проектно-строительной практике с использованием BIM – технологий, таких

как: Digital Project Фрэнка Гери; пакет ArchiCAD компании Graphisoft; программы Bentley Systems; программы компании Nemetschek AG; комплекса проектирования металлоконструкций Tekla Structures. На сегодняшний день Autodesk предлагает целый комплекс программ, в совокупности достаточно полно реализующих основные подходы технологии BIM и успешно проявивших себя в мировой проектной практике. История Revit Autodesk еще сравнительно коротка, но на вооружение таких проектных организаций РБ, как БелГоспроект и Белпромпроект на вооружение принят именно комплекс Revit Autodesk.

На строительном факультете организована работа по внедрению BIM-технологий в учебный процесс. В первую очередь это касается специальности «Промышленное и гражданское строительство». Перерабатываются учебные программы дисциплин. Так переработана учебная программа по дисциплине «Начертательная геометрия, инженерная и машинная графика» для этой специальности. Учебная программа дополнена темами отражающими историю возникновения и развития BIM-технологий; понятиями единой геометрической информационной модели здания, примерами объектов и систем программного обеспечения, реализованных с использованием BIM-технологий. К сожалению, на это не предусмотрены дополнительные аудиторные занятия, поэтому особое внимание уделяется организации самостоятельной работы студентов по изучению BIM-технологий в рамках СНТК.

ЛИТЕРАТУРА

1. Отраслевая программа по разработке и внедрению информационных технологий комплексной автоматизации проектирования и поддержки жизненного цикла здания, сооружения на 2012 - 2015 годы. Постановление Министерства архитектуры и строительства РБ от 31.01.2012 № 4.

2. Талапов В. Многоликий BIM <http://isicad.ru/ru/articles.php>

3. Малюх В. Внедрение BIM – а как «у них»? <http://www.gemma-st.ru/>

**РАЗДЕЛ IV. ЭКОНОМИКА
И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 316.6+005.32

**КОНЦЕПТУАЛЬНЫЙ ПОДХОД
К УЧЕБНО-СПРАВОЧНОМУ ИЗДАНИЮ
ПО ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

ТРУШКЕВИЧ А.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В литературе по проектно-строительному делу отсутствует систематизированное собрание типовых процедур на всем сложнейшем пути от идеи заказчика до приемки готового объекта, а затем и его технической эксплуатации. Несомненно, практически все организационно-управленческие действия в проектировании и строительстве прописаны в Постановлениях Минархстроя, в ТНПА (ТКП), решениях органов власти и др. Вместе с тем и студентам вузов, и практикам необходимо иметь такое учебно-справочное издание, в котором была бы представлена устоявшаяся (стандартная) последовательность основных действий и документооборота при решении частных организационно-управленческих задач на стадии проектирования или строительства. Иначе, речь идет об отображении рекомендуемых шагов, процедур, операций в проектно-строительном деле в виде упорядоченных графических элементов и соответствующих пояснений.

Подготовка такого объемлющего издания предполагает:

1. Определение структуры издания по принципу пирамиды,

т.е. от общего к частному для каждого блока на стадии проектирования или строительства, например, *общая подготовка к проектированию – предпроектный этап – сбор исходных данных – получение архитектурно-планировочного задания в Комитете архитектуры и градостроительства – передача АПЗ по акту проектировщикам.*

Следовательно, основание каждой пирамиды будет включать десятки рабочих процедур отдельного блока. Полный перечень процедур отразит несколько сотен организационно-управленческих операций на стадиях проектирования и строительства.

2. Подбор состава ответственных исполнителей и распределение между ними соответствующих блоков проектной или строительной стадии.

3. Информационное обеспечение ответственных исполнителей с помощью работника, ведущего подбор и графическую обработку информации по запросам ведущих исполнителей.

4. Определение административного координатора творческой группы и технического редактора рабочей информации.

5. Отбор таких устоявшихся процедур, которые, без сомнения, останутся неизменными в ближайшие годы.

Учитывая сложность и большой объем работы по детализации организационно-управленческих задач в проектно-строительной области предлагается рассмотреть осуществление этой идеи в структуре производственной программы определенного творческого коллектива, поскольку речь идет о разработке расширенного учебно-справочного издания по организации и управлению строительством.

В качестве примера определим перечень организационно-управленческих блоков в действиях заказчика, каждый из которых может быть отражен несколькими логическими процедурами.

1. *В области выбора земельного участка и освоения строительной площадки:*

- получение разрешительной документации на проектно-изыскательские работы и строительство объекта;
- создание геодезической разбивочной основы для строительства объекта;
- получение технических условий на обеспечение строительной

площадки электроэнергией, водой, газом в соответствии с проектом организации строительства;

- организация освобождения строительной площадки от прошлых строений и зеленых насаждений.

2. *В области обеспечения проектно-сметной документацией (ПСД) и организации строительства:*

- подготовка и утверждение задания на проектирование, заключение договора на разработку ПСД;

- рассмотрение ПСД, ее согласование и утверждение;

- заключение договора с проектировщиком на осуществление авторского надзора;

- организация и проведение подрядных торгов на строительство объекта;

- передача подрядчику по акту земельного участка и документации, необходимой для строительства объекта;

- получение разрешения инспекции Госстройнадзора на производство СМР;

- контроль и технический надзор за выполнением СМР.

3. *В области финансирования, учета и отчетности:*

- рассмотрение представленных подрядчиком справок, актов выполненных работ, подписание их и расчет за выполненные работы;

- окончательный расчет по законченному строительством объектам в сроки, определенные договором строительного подряда.

4. *В области материально-технического обеспечения* – заключение договоров на поставку таких материалов, изделий, конструкций, оборудования и инвентаря, которые в соответствии с договором строительного подряда обязан поставить заказчик.

5. *В области приемки законченных строительством объектов:*

- формирование приемочной комиссии (ПК) по законченному строительством объектам;

- предоставление ПК материалов по позиции «Документация заказчика»;

- оформление и утверждение акта приемки объекта в эксплуатацию

- регистрация объекта в городском агентстве по государственной регистрации и земельному кадастру.

Наличие всеобъемлющего опорного материала позволит, во-первых, максимально приблизить обучение к практике и перейти к чтению только концептуальных лекций со значительным увеличением объема самостоятельной работы студентов.

Во-вторых, при подготовке инженеров и техников организации и управлении строительством изучать локальные «практические модули», например, получение разрешительной документации, подготовка к разработке проекта, подготовка к строительству заказчика, подготовка подрядчика в системе управления, то же – на строительной площадке, документация мастера, подготовка объекта к сдаче и т. д.

Наконец, создать по каждому модулю комплект практических материалов, а сдачу зачетов и экзаменов проводить не за весь курс, а по отдельным модулям.

Принципиальное отличие развитых стран в области организации и управления строительством от отечественной практики – не столько в применении иных строительных материалов или строительной техники, сколько в более высокой *культуре труда*, основанной на внутренней организованности руководителя и рабочего, на сознании своей ответственности за свои слова и дела, «непрощаемости» ошибок (за все придется заплатить). Все это может быть достигнуто: привитием со школьной скамьи трудолюбия, ответственности и организованности, поворотом общества к трудовым, а не спортивным или певческим успехам, пересмотром образовательных программ *с максимальной направленностью на практический результат*, а не на изложение информации, далекой как от практики вообще, так и от строительства в частности, наконец, пересмотром соотношения численности при подготовке рабочих специальностей, техников и инженеров.

ЛИТЕРАТУРА

1. Организация выше таланта: практическое пособие для управляющих и управляемых / А.И. Трушкевич – Минск: Гревцов Букс, 2013.– 480 с.: ил.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 658:378.147.091.313 (075.8)

**PROBLEMS OF STATE REGULATION AND WAYS
TO IMPROVE THE SYSTEM OF THE CONSTRUCTION COST
FORMATION**

HOLUBAVA VOLHA

Belarusian National Technical University
Minsk, Belarus

Summary

The subject of an investigation is the impact of government regulation of pricing in construction to implement value functions in the Republic of Belarus. The problems of state regulation of pricing and their influence on the industry development are defined. The need to revise the system of formation of value in construction is shown, and determining the estimated average of industry standards, taking into account the actual cost of construction and installation works, the transition to formation of cost on the basis enlarged guidelines. The concepts such as state regulation of pricing in construction, the formation of enlarged estimate standards, improving the pricing system in construction are considered.

Introduction

Republic of Belarus independently regulates the relations in the construction for a little more than two decades only. All major efforts to develop the price formation system of construction works were directed on adaptation of the old Soviet pricing in construction to the realities of

transformational economy where market relations are interconnected with a high degree of state regulation of the social sphere. The rapid development of market relations, computerizing design, accounting, extensive data collection, processing and transmission of information put new requirements for the pricing in construction.

1. Price functions

Performing a huge role in providing social housing for citizens who are registered in need of better housing conditions, providing construction sites, which are financed from the republican and (or) local budgets, including the state budget funds and state extra-budgetary funds, foreign government loans and external borrowings guaranteed by the Government of the Republic of Belarus, the Republic of Belarus of bank loans guaranteed by the Government of the Republic of Belarus and the regional and Minsk city executive committee exercises types of construction industry within the scope of state regulation of prices. The list of goods (works, services), prices (tariffs) which are regulated by the government bodies, established by the Decree of the President of the Republic of Belarus № 72 of 25.02.2011 [2]. Scope of regulated prices and methods of state regulation by law of the Republic of Belarus "On pricing» № 255-W from 10.05.1999. [1]

From an economic point of view price performs many functions:

- 1 Account;
- 2 Stimulating;
- 3 Distribution;
- 4 Balance of supply and demand;
- 5 Price function as a means of rational allocation of production;
- 6 Informational.

The key aspect of pricing in construction is done on the distribution function upon which the state regulates the reallocation of budgets. But at the same time, the price is a complex economic category, transforming under the burden of government regulation ceases to perform certain functions, or distort their meaning.

Therefore, in the Republic of Belarus two separate approach to pricing in construction have formed for the two decades of development: by organizations working on national regulations and organizations operating in a competitive market, the activity of which is not subject to price regulation.

2. Price function in the formation of prices on the basis of state regulation

In the first case in the formation of prices on the basis of state regulation, we have found that perform more work on large construction projects, for which legislation established state regulation of prices:

1 performs the function of an accounting and measurement of the cost of production of construction products, and is used to calculate all the cost and relative indicators reflecting the activities of the organization;

2 in stimulating function does not stimulate development construction companies themselves, since the decrease in the price level of profit - the main way to reduce prices at the state regulation. Price indices are based on the determination of the level of profitability at a rate of 5-7 per cent and below;

3 distributing and redistributing the state budget comes primarily from the optimization of public interest in the construction industry, and not the efficiency of the construction contracting organizations;

4 function balance of supply and demand ensures that the lower price for construction makes the state not only to ensure the availability of construction products, but also to stimulate the demand for it. Reduced prices stimulate demand for products for those customers who cannot provide real effective demand corresponding to the market price of the product, but having the opportunity to purchase it at a lower (regulated) prices.

At the same time, the proposal in construction cannot be changed as flexible industry (it has high material capacity) in which the output of capital construction work cannot be rapidly increased. Escalating construction capacity occurs gradually over several years, as it requires the purchase of expensive equipment, increasing production materials, the training of technical specialists.

On the other hand a sharp decrease in the volume of work also leads to a substantial loss of efficiency of the industry, as the existing production facilities cannot be effectively operated at low load. High material and capital intensity of production prevents construction industry to respond flexibly to changes in the volume of work while maintaining their effectiveness. High dynamics of demand and low dynamics proposals lead to permanent problems of scarce resources (labor, material) and capacity (production facilities) with an increase in demand and an oversupply when demand for its products falls.

Taking into account that the rate of obsolescence and obsolete means of production in the last decade is also quite high, it turns out that in a cyclically developing economy the construction industry spends huge resources to modernize in a period of increasing demand for its products, but by the time the full capacity it faces with falling demand and absence of payback investments in modernization;

5 price function as a means of rational distribution of production is also transformed under the influence of government regulation. This appears due to the fact that during the period of great demand for construction products, the investor makes a decision about investing long-term investment of resources in the development of the industry. However, relatively solvent consumer, may acquire construction products only when state regulation by setting lower (subsidized) prices. And the lower the regulated price is, the more aggressive and demand for construction products. But such demand can not provide a real recoupment on building project;

6, respectively, the information function provides price information and resources on the market. Under state regulation the information is not formed on the basis of the actual price, efficiency, solvency requirements, and reflects all the summary values which are formed as a result of government regulation.

3. Price function in the formation of prices in a competitive market

In the second case, the formation of the cost of construction products on the competitive market, prices reflect the essence of market relations:

1 accounting function of the price is involved in the formation of all the major quantitative and qualitative indicators of the organization's activities;

2 stimulating function of price, is stimulating or inhibiting its impact on the manufacturer, depending on the profit margins. Profit is defined as the difference between the proceeds received from the sale of construction products minus indirect taxes and the cost of the work. Improving the performance of the organization related to the search for ways to reduce production costs and opportunities for the implementation of works at higher prices.

On construction sites, the construction cost of which is subject to government regulation, the possibility of increasing the cost of opera-

tions are limited by local regulations. The way to reduce costs and limit the scope of the approved project is to provide them technical, technological, organizational solutions, which change due to the very high administrative costs. Opportunity to receive the contractual profits is associated with two main aspects of pricing: an objective definition of construction costs at the result of contract and compliance with the scope of work which are provided by the project.

Because the amount of construction work performed by species is highly diverse, and large volumes of work are measured by big units, the contract consists not from the envisaged cost of construction in general, but from the cost of implementation of each type of construction and design output. Accordingly, the contractor estimates the effectiveness of implementation of each set of works, and tries to form a structure of works from the most profitable for him sets;

3 Distribution function of prices provided through the tax component in the price of construction products. The legislation of Belarus provides tax incentives for certain types of construction, such as housing, construction of garages, parking spaces, without sharing their sources of funding, social significance. As a result, and the apartment is in the social panel house and cottage with pool and sauna have the same privileges in construction.

Moreover, the developer of a cottage settlement receives greater profit from these benefits, so the cost of construction of such facilities is much higher. Currently, the tax system in the building puts to disadvantage small businesses, working on the simplified system of taxation with the VAT payment, setting to them revenue taxes, which lead to an increase in the cost of work carried out by these organizations;

4 function balance supply and demand in a competitive environment defines a flexible response system of construction industry offers when the demand changes. With the increased demand for construction products primarily prices rise, providing the possibility of upgrading and development of construction companies, also with higher price volume of supply increases, that's in turn providing price reductions. By reducing the effective demand of construction organizations begin to work actively on exports, particularly in the Russian Federation, where the level of prices for construction work is much higher than in the Republic of Belarus;

5 price function as a means of rational distribution of production in the economic sector, where prices are not regulated by the state, associated with search for ways maximize the investment of the owner. In a market economy this function is called a guide, as it determines the scope of activities, investment in that can bring maximum benefit to the owner. For many years all over the world was considered that investing in real estate guarantees reliable preserve and increase capital.

Therefore, construction scope for both customers and contractors was positioned as a rational investment. With demand growing the individual weaknesses in pricing were covered by correcting the settlement system in the period of increasing cost of real estate. With the decline in demand on construction projects, with a sizeable decline in production requirements for objectivity reflection of costs, the restrictions on pricing cause the great wave of negative sentiment in construction. Reduced prices for the real estate market determines the movement of capital to finance outflow from the construction sector, curtailing construction industry;

6 price information function in market conditions is decisive in making managerial decisions. Therefore, modern requirements to investors based on the fact that the he does not agree to work for no apparent cost on the processing works. The standard rules of the market economy are who pays that determines the nature of the relationship.

Therefore, contractors, given changing market conditions with the so-called "seller's market", which recently was a deficit producers work on "buyer's market" which dictates the terms today, investors are forced to look for a more simple, intuitive, which is easily understood by people not associated with the construction systems forming the cost of works.

Thus, it should be noted that regardless of whether the work is done on the objects whose prices are regulated by the state, or on objects that are not subject to state regulation system formation in construction costs today requires its reform in order to meet the requirements of objectivity, cost, information, responsiveness and openness to correction.

4. Ways of improving the approaches to the formation of prices in construction

For further pricing reform in the construction and avoid errors it is necessary to wider use of foreign experience, because the cost of construction methods of forming in developed countries have been used for many years, and they are perfectly adapted to the market conditions.

In Belarus, the pricing methodology and calculation of estimates have not changed since the Soviet era. Until now, work is conducted in databases, where the cost of materials and labor is averaged and compiled on certain year, and to calculate the present value of the indices numerous changes in value by cost item are used. Moreover, our methods are complex and not visible – the part of the design estimates includes estimates for the calculation which are complex and incomprehensible to the customer.

At the same time, foreign financial plan (estimate documentation) is formed and described in a way that even an outsider having read it can get a sense of methods, technologies and cost of scheduled works. In international practice, the diversity of existing methods of determining the cost of construction can be divided into two separate groups:

- elementwise pricing methods used, as a rule, in the final stages of designing;
- methods of calculating prices with aggregate specifications at the initial stages of the investment process.

Calculating the cost of construction of the object in each case carried out individually tailored to the specific peculiarities of certain construction based on estimates compiled by the organization designer or engineering company.

Estimated norms and standards in the most developed countries of the world built around one principle, although different levels of detail and some other features.

In the most developed countries estimated norms and standards are done according the same principle varies by details and some other features.

For example, since 1942 in the United States and Canada almost constant detailed system for determining the main components of the cost of construction is operating. It's based on the use of annual summaries of construction prices provided by National Corporation RSMMeans Co. Incorporated Ltd. It contains American average (including enlargement) of the cost parameters. These collections are not approved by anyone, do not have prescriptive, but are used by construction companies as a database for work and expenses.

Similar collections are operating in Germany and other EU countries. If it is necessary, the, and the inflation index is used with value recorded in the collection. And a contract price is based on the data of the previ-

ous year as well as the state of affairs in the economy and specifically in the industry during the current period.

Thus in the world a steady cost monitoring system of price formation for finished objects has already built as well as use of this information in the formation of value of designed objects. Specific cost of construction is based on the results of a contractor bidding at the contract establishment stage.

In the Republic of Belarus for the formation of enlarged estimates standards accounting and valuation of actual not estimated the cost of production of the integrated types of work is a fundamental. Because the estimates standards do not reflect the actual costs of the work. It only creates a multiplier effect on weaknesses of planned rationing system.

For the norms formation process of the consolidated construction cost the accounting and valuation of actual price is principal, rather than estimated cost of production of the integrated types of work or structural elements. Because the estimate price doesn't reflect the actual costs of the work, only creates a multiplier effect on disadvantages of the system of planned rationing.

Accounting of actual expenses is only possible by the customer of the project. Because no other organization has a comprehensive account of all sets of work and expenses in construction. The most reasonable is to organize the accounting of actual costs of fulfillment of works in organizations that perform the functions of government customers, as they are spending the state money and obliged to keep their accounting and reporting on the intended use of funds. Financial Accounting and Reporting is carried out today, but it does not provide the feedback, mean that no information of the actual cost of certain types of work is given to designer.

To provide flexibility for accounting and the formation of aggregates from the modular system the customer must keep records of the cost for completely finished stages (complexes) which should be according to design and technological modules which are formed in construction and design budget.

Formation of calculating the cost according the modules and payments for a fully finished module could make contractor be interested in forming a system of cost accounting in the context of design and technological modules.

Advantages of this system are that the price for customer and contractor will be formed on the same unit. And the adjustment of the volume of work, which is a specific feature of the construction, does not require complex calculations and studies, because the price is formed on an enlarged view of works and their cost is calculated by multiplying the volume by actually performed.

In addition, calculations for the volume of work could stimulate the contractor to comprehensive approach of resource allocation and not get involved in a wide scope of work without completing the previous execution.

Of course, in some cases, in the construction by its technological sequence of works does not allow it. Calculations for the performed brickwork all over the building or installation of wall panels accounted for in a separate design and technological module "Walls" can be done within a few months. Thus it will be required large amounts of current assets and the lengthening of working cycle. A system of advance payments or payments for separate stages of work in the contract can be provided.

However, many other works can be closed in the performance of whole set of works with an estimate of their quantity, quality and determination of the value per unit of volume of work.

Such system will create a database not only the actual cost of completed construction projects, but also certain types of work that can be compared by region, by implementing work on levels and types of construction, comparing the actual cost of work in certain types of objects with the average cost of the integrated types of work.

This system has the following advantages:

1. Information about the actual cost of certain types of work in the construction allow more informed approach to the definition of the architectural and design solutions implemented during construction;
2. For the investor formation of construction costs will be more simple, accessible, understandable;
3. Formation of the cost of construction at the stage of architectural design can be carried out by a designer himself, without resorting to the services of a specialist at a budget work;
4. Information about the actual cost of the integrated types of work allows us to give an objective evaluation of the efficiency of production of the various organizations, teams, performers;

5. Assessing the dynamics of changes in the value of the integrated type of construction tells about the dynamics of change in the cost of construction, based on the evidence on the cost of the work, rather than relying on a breakdown of the cost structure works in construction.

The presence of a data bank on the cost of the integrated types of work in the construction makes the pricing system in the building is not just ascertaining data on individual standards as well as control for both the customer and the contractor, which can significantly improve the efficiency of the pricing system for the benefit of solving economic problems of organizations and society in general.

The availability of modern software, databases, opportunities for the rapid collection, processing, analysis and exchange of information allows us to solve the problem, previously unattainable.

Until a database is created it is impossible to conduct an analysis of economic processes that affect the cost of construction, to assess the dynamics of prices, market conditions.

Today in the Republic of Belarus the dynamics of the value of real estate are analyzed for a variety of indicators. But the cost of the property and the cost of its construction - it is different prices. The cost of construction - is the producer price. Property price - the price of sale of property investors. The difference in construction costs and the selling price may vary significantly. That is, the dynamics of real estate prices in many ways significantly differ from the dynamics of prices in construction.

Creating a database of the cost of works on the projects-analogues allows to move from prescriptive to indicative cost control method of works, to form a flexible and relevant system of information, which is based on evidence and objective information.

Conclusion

Currently prevailing in the Republic of Belarus state regulation of the construction cost requires correction and revision. Formation of the estimate cost of work on the basis of estimated norms allows to calculate the costs, but makes impossible to cost management. To create effective mechanisms for the construction project cost management information on the actual costs incurred for the construction work is needed.

LITRATURE

1. About pricing: Law Resp. Belarus, May 10, 1999. Number 255 NW Consultant Plus: Version Prof. Technology 3000 [electronic resource] / OOO "YurSpektr" – M., 2014.
2. On some issues of regulation of prices (tariffs) in the Republic of Belarus: Presidential Decree Resp. Belarus Feb 25 . 2011 number 72 / Consultant Plus: Version Prof. Technology 3000 [electronic resource] / OOO "YurSpektr" – M., 2014.
3. On some issues, by definition, the estimated cost of construction projects: Resolution Min. Architecture and Construction Resp. Belarus 18 Nov. 2011 number 51 / Consultant Plus: Version Prof. Technology 3000 [electronic resource] / OOO "YurSpektr" – M., 2014.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 69.003

**ВЗАИМОЗАВИСИМОСТЬ ЛИКВИДНОСТИ
И РЫНОЧНОЙ СТОИМОСТИ НЕДВИЖИМОСТИ
(ВЛИЯНИЕ ЛИКВИДНОСТИ НА РЫНОЧНУЮ СТОИМОСТЬ
НЕДВИЖИМОСТИ)**

ГУШЕЛЬ О.И., ВОРОБЕЙ А.А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В понятие «ликвидность объектов недвижимого имущества» входит, в первую очередь, востребованность данного объекта среди потенциальных клиентов – покупателей, возможность существенно сократить сроки его продажи, а также соотношение цены и качества. Иными словами, соответствие заявленной стоимости реальному состоянию объекта недвижимости.

Первый фактор ликвидности – местоположение. Наибольшей ликвидностью обладают квартиры, находящиеся в удобных для жизни и экологически чистых районах с хорошей транспортной доступностью. Причем информация о планах по расширению метро в том или ином районе может значительно повысить и спрос, и стоимость жилья.

Даже в самых ликвидных районах могут быть неликвидные квартиры. Это зависит от характеристик домов, в которых они расположены: материала, серии дома и года постройки. Наибольшим спросом пользуются современные дома из кирпича или монолита,

наименьшим – панельные строения. Причем в панельных домах важна этажность: чем выше дом, тем выше ликвидность.

Ликвидность квартиры определяют такие ее характеристики, как площадь, этаж, виды из окон, размер кухни, наличие балконов и лоджий, высота потолков, удобство планировки. Еще можно выделить размеры и планировку санузла и состояние квартиры в целом.

Наиболее важный параметр – площадь: размер квартиры должен соответствовать ее классу и платежеспособному спросу целевой аудитории [1].

Для вычисления ликвидности или индекса доходности, используют два показателя: первый – это арендная ставка, второй – ежегодное изменение стоимости жилья. Повышение и первого и второго показателя всегда будут положительно отражаться на индексе доходности, с их понижением, соответственно, будет падать и индекс [2].

Индекс доходности может уходить и в минус. Как правило, это случается, когда квартира приобретается в период роста цен, а реализуется в период спада. Но, также ликвидности может навредить низкий арендный спрос и спад спроса на квартиры в данном районе, или в домах определенной категории [2].

Данный показатель может помочь в работе риэлтерских агентств, позволяя выделить наиболее ликвидные объекты недвижимости.

Таким образом, можно сделать вывод, что в настоящее время самые ликвидные квартиры – однокомнатные и двухкомнатные квартиры у станций метро, в районах с хорошей транспортной доступностью, экологией и инфраструктурой, расположенные в современных кирпичных и монолитных домах.

В то же время ликвидность недвижимости и срок продажи напрямую связаны с ценой и спросом. Снижая цену можно повысить ликвидность.

ЛИТЕРАТУРА

1. Формула ликвидности квартиры // Недвижимость Белоруссии [Электронный ресурс]. – 2012. – Режим доступа: http://www.nb.by/publications/archive/2012/4/*54/. - Дата доступа: 22.12.2013.
2. Ликвидность недвижимости можно рассчитать // Единая городская служба недвижимости [Электронный ресурс]. – 2011. – Режим доступа: <http://www.egsnk.ru/articles/id665/>. - Дата доступа: 22.12.2013.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 69:005.6

**ОЦЕНКА СИСТЕМЫ МЕНЕДЖМЕНТА КАЧЕСТВА
В ПРОЕКТНЫХ И ПОДРЯДНЫХ ОРГАНИЗАЦИЯХ**

КВАЧ П.И., ЗЕМЛЯКОВ Г.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Актуальность заключается в том, что объективная оценка системы менеджмента качества (СМК) в проектных и подрядных организациях служит основанием для их политики и курса развития, способствует соответствию возводимых (проектируемых) строительных объектов нормативно-технической и проектной документации, действующему законодательству, удовлетворению растущих требований потребителя, дает возможность данному товару (услуге) конкурировать и быть экономически выгодным.

Значительное влияние на качество образа жизни оказывает материальная среда – качество товаров и услуг. Поэтому проблема качества продукции и услуг была и остается актуальной. Она является стратегической проблемой, от решения которой зависит стабильность экономики нашего государства.

Способность предприятия достигать своих целей, обеспечивая конкурентоспособность выпускаемой продукции, определяется действующей на нём системой менеджмента качества. Внедрение СМК позволяет решить на предприятии следующие задачи:

- обеспечить стабильный выпуск высококачественной продукции;
- увеличить объём производства и найти рынки для её реализации;
- повысить возможные продажи продукции по более высоким ценам;
- решить проблему конкурентоспособности продукции и устойчивого финансового положения.

С момента начала внедрения международных стандартов ИСО 9000 на предприятиях остаются актуальными вопросы оценки результативности и эффективности процессов СМК. Предприятие должно применять подходящие методы мониторинга СМК, для оценки её эффективности и результативности. Для выполнения этого требования необходимо определить свои требования к мониторингу и правилам его выполнения, чтобы продемонстрировать способность выделенных процессов СМК достигать запланированных результатов, иначе необходимо разрабатывать и внедрять корректирующие и предупреждающие действия для обеспечения соответствия продукции. На предприятии должна существовать чёткая процедура ведения постоянной отчётности о проведении мониторинга.

Проблема определения результативности и эффективности СМК, представляет собой один из наиболее дискутируемых в экономической литературе вопросов. В стандартах ИСО 9000 отмечается особое значение оценки результативности и эффективности системы менеджмента качества. Однако методика их расчёта не определена. Это объясняется новизной, многогранностью проблемы, разнообразием факторов, влияющих на эффективность и результативность в области качества.

Сложность разработки единой системы показателей для оценки эффективности СМК объясняется, во-первых, высокой степенью взаимосвязанности показателей (изменение одних может быть следствием изменения других), из-за чего бывает очень трудно выделить наиболее значимый показатель. Во-вторых, в зависимости от сферы деятельности той или иной организации, выделяемые показатели могут существенно различаться.

В настоящее время практически нет комплексных, четко разработанных методов определения экономической эффективности и

результативности СМК, созданных на базе ИСО 9000 или концепции TQM. Более того, не на всех предприятиях внедрен учет затрат на качество, необходимых для расчета данных показателей.

Комплексная оценка системы менеджмента качества в строительстве

Качество возводимых объектов должно формироваться на всех стадиях строительства: предпроизводственной (проектирование), производственной (изготовление строительных материалов и конструкций; строительные-монтажные процессы) и эксплуатационной.

Соответственно оно является комплексной проблемой, зависящей от всех участников: государственных органов, застройщиков-заказчиков, проектных и строительные-монтажных организаций, заводов-изготовителей, транспортных предприятий, а также организаций, участвующих в эксплуатации строительных объектов.

Качество проектной документации – совокупность свойств и характеристик проектной продукции, работ и услуг (полнота и обоснованность архитектурных, проектных, технических и технологических решений), обеспечивающих качество строительства и удовлетворяющих требованиям потребителя и общества [1].

Параметрами системы проектирования жилых домов являются основные ТЭП проекта: число квартир, строительный объем, общая и жилая площади, общая стоимость строительства, продолжительность строительства. Однако данный перечень необходимо дополнить показателем, определяющим степень удовлетворенности конечного потребителя – будущего жильца квартиры. В данный перечень не входят показатели, позволяющие определить эффективность дальнейшей эксплуатации жилого дома. Следовательно, при оценке качества проектных решений необходимо расширить перечень параметров [2].

Ресурсы сосредоточены у трех основных участников строительного процесса: проектной (исследовательской) организации, изготовителей строительных материалов, изделий и оборудования и строительные-монтажной организации. Следовательно, оценка СМК строительства должна включать оценку потенциала указанных участников инвестиционно-строительного процесса.

Для комплексной оценки системы обеспечения качества предлагается использовать среднее геометрическое значение разновесомых показателей:

$$K = R(\xi_1 \cdot Q_P + \xi_2 \cdot Q_M + \xi_3 \cdot Q_O) \quad (1)$$

где R – коэффициент полноты разработки и эффективности применения нормативно-правовой базы;

Q_P, Q_M, Q_O – количественные оценки СМК проектно-изыскательской организации, изготовителей материалов (изделий) и строительно-монтажной организации;

ξ_1, ξ_2, ξ_3 – соответствующие коэффициенты весомости, определенные по обобщенным данным вероятности ошибок участников строительства и причин аварий (рис. 1, табл. 1).

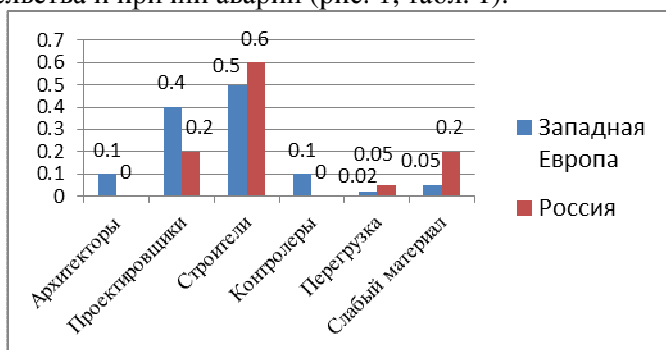


Рис. 1. Распределение вероятностей ошибок при строительстве

Для определения вероятности ошибок участников строительства используются статистические данные и экспертные опросы.

Таблица 1

Вероятность ошибок по данным различных источников

Событие	Вероятность события по источнику							Ср.знач.
	0,04	0,13	0,25	0,12	0,20	0,14	0,05	
Ошибка в проекте	0,04	0,13	0,25	0,12	0,20	0,14	0,05	0,11
Ошибка строителей	0,44	0,54	0,6	0,65	0,55	0,67	0,56	0,49
Ошибка в эксплуатации	0,24	0,18	0,05	–	–	–	0,10	0,12
Дефекты материалов	0,15	0,15	–	0,23	0,20	0,19	0,22	0,16
Отклонение нагрузок	0,05	–	0,10	–	0,05	–	–	0,06
Другие причины	0,08	–	–	–	–	–	0,07	0,06

Коэффициент R полноты разработки и эффективности применения нормативно-правовой базы определяется экспертным путем с учетом существующей организационной схемы в строительстве (табл. 2).

Таблица 2

Показатели для экспертной оценки коэффициента R

№ п/п	Показатели для экспертной оценки
1	Нормативно-правовое обеспечение и эффективность деятельности саморегулируемых организаций
2	Нормативно-правовое обеспечение и эффективность сертификации: - продукции; - производства; - системы менеджмента качества
3	Нормативно-правовое обеспечение и эффективность аукционов, тендеров
4	Нормативно-правовое обеспечение и эффективность государственной экспертизы проектов
5	Нормативно-правовое обеспечение и эффективность авторского надзора проектных организаций
6	Нормативно-правовое обеспечение и эффективность строительного контроля
7	Нормативно-правовое обеспечение и эффективность технического надзора заказчика (застройщика)
8	Нормативно-правовое обеспечение и эффективность строительного надзора
9	Нормативно-правовое обеспечение и эффективность страхования строительных рисков и страховой экспертизы
10	Нормативно-правовое обеспечение и эффективность сдачи-приемки объекта в эксплуатацию
11	Нормативно-правовое обеспечение и эффективность паспортизации объектов завершеного строительством

Для обеспечения достоверности оценки рекомендуется привлекать не менее трех независимых компетентных экспертов. Эксперты проставляют свои оценки в соответствии с заданной шкалой от 0 до 1. При малом числе экспертов из трех оценок выбирается минимальная оценка по правилам нечеткой логики.

Для оценки СМК не сертифицированных участников строительства предложена градация оценки (от 0 до 1 с округлением до 0,05):

- ✓ 0,75...1,00 – нормальное соответствие;
- ✓ 0,50...0,70 – удовлетворительное соответствие;
- ✓ менее 0,45 – неудовлетворительное соответствие.

✓ После сертификации СМК оценочные значения должны быть более жесткими:

- ✓ 0,90...1,00 – нормальное соответствие;
- ✓ 0,75...0,85 – удовлетворительное соответствие;
- ✓ менее 0,70 – неудовлетворительное соответствие.

Предложенный метод позволит комплексно оценить уровень СМК строительных организаций и определить резервы по его повышению. Это в целом позволит повысить конкурентоспособность организаций строительной отрасли и снизить вероятность возникновения аварий.

Для оценки СМК рекомендуется применять показатели результативности и эффективности.

Результативность – это степень реализации запланированной деятельности и достижения запланированных результатов [3].

Эффективность – связь между достигнутым результатом и использованными ресурсами [3].

Традиционный подход расчёта эффективности СМК основан на установлении функциональной зависимости между внедрением СМК и финансовыми показателями деятельности компании [4].

В [5], содержится предложение по оценке самых важных характеристик эффективности компаний, а именно:

- показатели деятельности компании (например, объем продаж товаров или выполненных услуг, производительность, прибыль, удовлетворенность потребителей и т. д.), $x(t)$;

- скорость роста, $V(t) = x(t)/t$;

- ускорение роста, $a(t) = V(t)/t$.

Важна стратегическая роль и поведение показателя во времени (скорость и ускорение роста). Аналогичный подход был положен в основу методики определения эффективности СМК, изложенной в [6].

Среднегодовой индекс темпа роста (выработки) рассчитывался по формуле: $\bar{q}_t = \sqrt[t]{q_1 q_2 \dots q_t}$.

В проведенном исследовании наблюдаемый скачок в изменении среднегодовых темпов роста выработки может быть с большой вероятностью объяснен только реализацией преимуществ СМК.

Прирост выработки в t -м году, может оценить эффективность СМК, после её внедрения: $\Delta V_t = \Delta V_t (\bar{q}_t^2 - \bar{q}_t^1)$

Методика оценки результативности СМК за основу имеет зависимость, которая выражается как произведение результативности трех групп процессов (управляющих, основных и вспомогательных), выраженной в %, и коэффициентов весомости данных групп процессов. По данной методике коэффициенты весомости определяются экспертным методом (согласно принципам квалиметрии), который и ставит им оценку. Экспертами согласно методике выступают руководители структурных подразделений и представители высшего руководства.

По данной методике после анализа данных выбирается градация оценки: 0 до 40% – нерезультативной, вплоть до 65% – низкий уровень результативности, до 75% – средний уровень, до 85% – процесс достаточно результативен, близок к 100% – высокий результат.

Методика оценки результативности СМК включает следующие этапы:

- оценка показателей частных критериев результативности СМК;
- оценка частных критериев результативности;
- оценка результативности предприятия;

Оценка результативности СМК строительной организации проводится как средневзвешенная оценка пяти частных критериев результативности [7]. Весовые коэффициенты частных критериев формируются экспертным путем. 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 [8]. Помимо четкого определения объекта исследования эксперту необходимо конкретно установить какие критерии качества необходимо подвергать оценкам в каждом отдельном случае (на данном этапе возможно «отсеивание» ненормируемых показателей) [9].

Анализ показал, что показатели качества находятся между собой в системной взаимосвязи и возникают в различные периоды инвестиционного цикла, к которым могут быть отнесены [10]:

- предпроектная подготовка и проектирование;
- производство продукции предприятиями стройматериалов;
- производство продукции предприятиями стройиндустрии;
- разработка организационно-технологической документации;

- производство строительно-монтажных работ;
- эксплуатация объекта, включая техническое обслуживание и последующие ремонт и реконструкцию.

Частные критерии оценки результативности:

R1 – характеризует удовлетворенность потребителей (заказчиков) качеством выпускаемой продукции;

R2 – характеризует соответствие требованиям к продукции;

R3 – характеризует степень выполнения требований СТБ ИСО 9001, зависящих от вида деятельности предприятия и применимых к нему;

R4 – характеризует степень выполнения установленных критериев результативности процессов;

R5 – характеризует качество продукции поставщиков.

Величина R1 определяется как средневзвешенная оценка следующих показателей:

S1 – Доля актов приемки готовой продукции (услуги) и их этапов, не содержащих замечания Заказчика, в общем, числе актов приемки.

S2 – Доля продукции, на которую не получены рекламации, в общем числе сданной продукции

S3 – Доля продукции, на которую от заказчика не получены несоответствия, оформленные в виде рекламаций, но признанные предприятием (претензии и жалобы), в общем числе сданной продукции

Величина R2 определяется как средневзвешенная оценка следующих показателей (с учетом весовых коэффициентов показателей):

T1 – доля годной продукции;

T2 – доля продукции сданной с первого предъявления отдела технического контроля (ОТК);

T3 – доля продукции, по которой в процессе эксплуатации у потребителя не проводились доработки, связанные с устранением конструктивных и производственных недостатков;

T4 – доля неповторяющихся дефектов продукции, среди выявленных при рассмотрении рекламаций и сообщений об отказах и повреждениях.

Основой для расчета частного критерия R3 являются требования СТБ ИСО 9001 и количество (доля) выявленных по результатам аудита (внешнего или внутреннего) несоответствий. Количество

требований содержится во внутренней нормативной документации предприятия: в стандартах, инструкциях, методиках.

Частный критерий R4 характеризует степень выполнения установленных критериев результативности процессов. При проведении внутреннего аудита анализируются фактические значения критериев результативности СМК. Процессами для рассмотрения являются:

- процесс управления документацией;
- процесс взаимодействия предприятия с потребителем;
- процесс проектирования;
- процесс обеспечения качества при подготовке и постановке изделий на производство;
- процесс организация опытного и серийного производства;
- процесс материально-технического снабжения;
- процесс контроля и измерений в процессе производства и монтажа;
- процесс метрологического обеспечения;
- процесс анализа СМК руководством;
- процесс планирования;
- процесс информационного обеспечения;
- процесс управления персоналом.

Частный критерий R5 характеризует качество продукции поставщиков. Он рассчитывается по отношению количества забракованной продукции поставщиков к общему количеству поставленной продукции.

Оценка результативности СМК представляет собой количественную величину, определяемую с учетом весовых коэффициентов как средневзвешенная оценка частных критериев R1, R2, R3, R4, R5.

ЛИТЕРАТУРА

1. Системы качества в проектных организациях: П2-99 к СНБ 1.01.04-99. Введ. 01.07.2000. –Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2000. –53с.

2. Земляков, Г.В. Системотехническая характеристика оценки качества проектных решений объектов жилой недвижимости в Республике Беларусь / Г.В. Земляков, Г.Д. Костикова // Вопросы внедрения норм в области строительства: сб. науч.-технич. ст.: в 2 ч./Белорус. нац. технич. ун-т ; редкол.: В.Ф. Зверев проектирова-

ния и стандартов Европейского союза [и др.]. – Минск, 2012. – Ч.1. –С. 236-237.

3. ГОСТ Р ИСО 9000-2000. Системы менеджмента качества. Основные положения и словарь. М.: Госстандарт России. - 2001.

4. Гличёв А.В. Основы управления качеством продукции. // Стандарты и качество. - №4. – 2002. – с.29-30.

5. Лапидус В.А. Проактивная компания. Модели менеджмента. Модель 1 – менеджмент роста. Сб. "Созвездие качества-2003". – Киев: Украинская ассоциация качества, 2003.

6. Алексеенко М.И., Швец В.Е. К вопросу определения эффективности территориальных систем управления качеством продукции // Стандарты и качество. – 1982. – № 6. – С. 51-53.

7. Методика оценки результативности СМК предприятий (организаций) оборонно-промышленного комплекса. М.: СДС «Военный регистр», 2006

8. Земляков, Г.В. Количественная оценка качественных показателей при проведении строительно-технических экспертиз / Г.В. Земляков, М.В. Воронова // Вопросы внедрения норм в области строительства: сб. науч.-технич. ст.: в 2 ч. / Белорус. нац. технич. ун-т ; редкол.: В.Ф.Зверев проектирования и стандартов Европейского союза [и др.]. – Минск, 2013. – Ч.1. –С. 219.

9. Земляков, Г.В. Оценка качественных показателей при проведении строительно-технических экспертиз / Г.В. Земляков, М.В. Воронова // Вопросы внедрения норм в области строительства: сб. науч.-технич. ст.: в 2 ч. / Белорус. нац. технич. ун-т; редкол.: В.Ф.Зверев проектирования и стандартов Европейского союза [и др.]. – Минск, 2012. – Ч.1. –С. 228.

10. Земляков, Г.В. Показатели оценки качества строительной продукции / Г.В. Земляков // Строительная наука и техника. – 2011. – №3 (36). – С.45-46.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 693.55.033.13

**МОДЕЛИРОВАНИЕ РАСХОДА ЭНЕРГОРЕСУРСОВ
ПРИ ТЕПЛОЙ ОБРАБОТКЕ МОНОЛИТНОГО БЕТОНА
В ЗИМНИХ УСЛОВИЯХ**

МИНЕЕВ Р.А., ПИКУС Д.М., БАРАНОВ С.П.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Основные показатели качества монолитных бетонных и железобетонных конструкций в значительной степени зависят от свойств, приобретаемых в процессе структурообразования и твердения бетона. Эта зависимость в полной мере проявляется в процессе тепловой обработки монолитного бетона в зимних условиях. От режима тепловой обработки во многом зависят показатели, характеризующие прочность, пористость, долговечность, морозостойкость и другие свойства бетона. От выбранных параметров тепловой обработки зависит также величина затрат энергоресурсов. Выбор оптимального режима при наличии большого количества факторов, влияющих на процесс прогрева, является сложной задачей. Кроме того, рассматриваемая система является вероятностной, что часто требует изменения намеченного режима по ходу тепловой обработки. В этой связи все операции по выбору режимов и их возможной корректировке целесообразно отрабатывать на моделях. Обычно модель представляет собой физический или абстрактный объект, который в большей или меньшей степени отражает процессы, проис-

ходящие в реальной системе. Моделирование можно рассматривать как замещение одного объекта другим с целью получения информации о важнейших свойствах объекта-оригинала с помощью объекта-модели. Степень соответствия свойств и характеристик модели свойствам и характеристикам системы определяется её адекватностью. Адекватность модели, отражающей технологические особенности монолитного бетонирования в зимних условиях, зависит от многих условий и факторов, основными из которых являются:

- степень полноты и достоверности сведений об исследуемой системе;
- учёт воздействия элементов и связей модели на конечные результаты, определяемые целью системы;
- степень детализации модели.

Модели, отображающие процесс твердения бетона, в зависимости от представления системы и способа их реализации могут быть физическими и информационными, в т.ч. математическими.

Физические модели – это "материальные" модели, эквивалентные или подобные в той или иной степени системе. В общем случае физические модели – это модели, процесс функционирования которых такой же, как у оригинала, имеет ту же или подобную физическую природу. Математические модели – это "абстрактные" модели, представляющие собой формализованное описание изучаемой системы с помощью абстрактного языка, в частности, с помощью математических символов и соотношений (алгебраических, дифференциальных, логических и т.д.), отображающих процесс функционирования системы.

Для изучения системы, имитирующей процесс твердения монолитного бетона в зимних условиях, используются как математические, так и физические модели.

Удобство математического моделирования заключается в том, что модель в сжатом виде воспроизводит процесс функционирования системы во времени, причем модель имитирует все элементарные составляющие процесса с обязательным сохранением их взаимосвязанности и взаимообусловленности, логической структуры и последовательности протекания. Большим достоинством аналитического моделирования является возможность детального анализа характеристик системы в широком диапазоне изменения исходных и промежуточных данных. Однако характерные для аналитического

моделирования явные математические соотношения удаётся, как правило, получать только для сравнительно простых систем или ценой определенных предположений и допущений. Такие факторы, как постоянные изменения температуры окружающей среды, скорости движения воздуха, нестационарный тепловой режим и явления массопереноса в твердеющем бетоне могут способствовать уменьшению адекватности модели реальной системе приобретения свойств, характеризующих качество монолитного бетона при выполнении работ в зимних условиях. В связи с этим для проведения более детального исследования и проверки адекватности модели наряду с математическим целесообразно использовать физическое моделирование путём изготовления, тепловой обработки и испытания опытных образцов бетона по принятой методике. Для этой цели используются, в основном, методы, основанные на разрушении специально взятых образцов: бетонных кубиков, высверленных из конструкции цилиндров и т.д. Таким образом, определяются основные свойства бетона, характеризующие изменения его качественных показателей в зависимости от начального состояния и условий тепловой обработки.

Определение показателей качества бетона с применением разрушающих методов имеет ряд существенных недостатков, основными из которых являются:

- использование крупногабаритных элементов и оборудования, часто требующих применение транспортных средств, грузоподъемных механизмов и специальной оснастки;
- высокая стоимость работ по проведению испытаний;
- большая трудоёмкость работ;
- большая продолжительность проведения работ, например, при определении морозостойкости бетона требуется более трёх месяцев.
- значительные затраты энергоресурсов на проведение испытаний;
- наличие потерь материалов в виде отходов разрушенных в процессе испытаний образцов, бетонных и железобетонных конструкций;
- сложность, а часто вообще отсутствие возможности получения требуемых объективных и точных показателей качества бетона непосредственно в конструкциях.

Исследования показали, что сложившаяся традиционная система контроля прочностных показателей качества бетона монолитных конструкций, основанная на испытаниях образцов из используемого бетона, не обеспечивает необходимой достоверности. Основной причиной этого является отсутствие практической возможности обеспечить такие же условия твердения для бетона контрольных образцов, какие имеют место для бетона в конструкциях. Использование различных методов тепловой обработки бетона в условиях низких температур воздуха в ещё большей степени усиливает эти различия. Очевидно, что данные, получаемые испытанием образцов, твердевших в нормальных условиях лаборатории, могут рассматриваться лишь для оценки качества используемой бетонной смеси, но не бетона готовой конструкции.

Наряду с качественными характеристиками исходных материалов, подбором состава и принятой технологией приготовления, транспортировки, укладки и уплотнения бетонной смеси, большое влияние на структуру и эксплуатационные свойства монолитного бетона оказывают методы его тепловой обработки. Эта технологическая стадия характерна тем, что в процессе тепловой обработки наряду с химическими проходят сложные тепло-массообменные процессы, оказывающие большое влияние на структурообразование бетона. Интенсивность этих процессов зависит от принятого режима тепловой обработки. Она во многом предопределяет конечные физико-технические свойства бетона. Применение определенных режимов теплового воздействия на твердеющую систему позволяет оказывать воздействие на процесс структурообразования.

Создание эффективной, научно обоснованной технологии тепловой обработки монолитного бетона невозможно без соответствующего информационного обеспечения процесса ее адаптации к конкретным производственным условиям. Эти условия часто носят ярко выраженный вероятностный характер по сравнению с условиями, присущими при заводском изготовлении сборных железобетонных элементов. Учет факторов, приводящих к снижению показателей качества монолитного бетона, в ряде случаев затруднен по причинам технического, технологического и организационного характера.

Влияние указанных недостатков в значительной степени может быть ликвидировано или ослаблено за счёт использования неразру-

шающих методов контроля качества на разных стадиях созревания бетона. В настоящее время ведётся большая работа по созданию и внедрению методов и средств неразрушающего контроля качества бетона, отличительными чертами которых является экономичность и быстрота. Для определения различных физико-механических характеристик используются методы, основанные на явлениях поглощения ультразвука, использовании инфракрасных, рентгеновских и ионизирующих излучений, а также принципов магнитной дефектоскопии, лазерной техники и других достижений науки и техники.

Использование различных методов интенсификации твердения бетона при возведении монолитных конструкций зданий и сооружений требует проведения большого количества расчётов. Проведение расчётов, обеспечивающих оптимальный режим тепловой обработки, вызвана следующими причинами:

- необходимость получения бетона, соответствующего заданным характеристикам, в т.ч. имеющего требуемую механическую прочность и структуру;

- обеспечение набора бетоном прочности в обусловленные сроки;

- использование минимального количества энергоресурсов для тепловой обработки бетона и др.

Проведение комплекса расчётов является сложной трудоёмкой работой, поэтому для практических целей часто прибегают к упрощённым методам расчёта или к использованию различного рода таблиц и графиков. Такой подход в некоторой мере себя оправдывает. В то же время часто при таком подходе не полностью учитываются все факторы, влияющие на сложный процесс набора бетоном прочности и приобретение других характеристик, характеризующих его качественные показатели. Допускаемые при этом погрешности влекут ряд негативных явлений, в т.ч. снижение качественных характеристик монолитных бетонных конструкций и неоправданный дополнительный расход энергоресурсов.

В настоящее время практически все строительные организации имеют средства вычислительной техники, которые в основном используются для решения задач учёта и планирования для составления соответствующих отчётных документов. Процесс компьютеризации в сфере управления продолжает развиваться. Возникает необходимость наряду с решением задач учёта и отчётности осуществ-

лять более широкий переход к решению задач по оптимизации строительного производства. Одной из таких задач является задача оптимизации режима тепловой обработки монолитных бетонных конструкций. Эта задача может быть решена путём реализации математических моделей, разработанных на основе компьютерных технологий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные работы при отрицательных температурах воздуха. Правила производства (02250): ТКП 45-5.03-21-2006.
2. Лысов, В.П. Организационно-технологическое совершенствование возведения монолитных конструкций в зимний период, обеспечивающее сокращение сроков строительства и снижение затрат / В.П. Лысов, Н.М. Голубев [и др.] // Строительная наука и техника, №1, 2007. – с. 48-54.
3. Лысов, В.П., Голубев, Н.М., Пикус, Д.М., Кривицкая, Т.В. Организационно-технологическое совершенствование возведения монолитных конструкций в зимний период, обеспечивающее сокращение сроков строительства и снижение затрат // Строительная наука и техника, 2007. – №1. – с.48-54.
4. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях/Под редакцией Б.А. Крылова, С.А. Амбарцумяна [и др.] // – М.: РААСН, НИИЖБ, 2005. – 275 с.
5. Минеев Р.А., Пикус Д.М. Системный подход к проблеме затрат энергоресурсов при возведении монолитных конструкций в зимних условиях // Минск: БНТУ, 2013. Сборник научно - технических статей (материалы научно – методического семинара), 22 – 23 мая 2013 г. «Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского Союза в области строительства». Часть 1. – с.240–249.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.15

**ПРЕДЛОЖЕНИЕ ПО ПОВЫШЕНИЮ НАДЕЖНОСТИ
И СНИЖЕНИЮ СТОИМОСТИ КОНСТРУКЦИЙ
ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЯ ПАРКИНГА**

ПЕРЕДКОВ И.И., ЛЕОНОВИЧ С.Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Рассмотрим частный случай, при котором конструктивные решения здания паркинга предусматривают устройство фундаментной плиты толщиной 700 мм с подколонниками для обеспечения прочности плиты при местном срезе (продавливании) ее колоннами. Такое решение фундаментов при достаточно сложных геологических условиях строительства позволяет снизить неравномерность осадок, исключить тем самым перекося ячеек здания. Кроме того, устройство фундаментной плиты из бетона С25/30 W6 обеспечивает герметичность конструкций подземной части в условиях действия грунтовых вод.

Опыт проектирования подобных конструкций позволяет говорить о достаточно высоком расходе арматуры (до 140 кг/м²), что особенно актуально при большом пролете плиты между вертикальными несущими конструкциями каркаса. Отпор грунта создает значительные усилия в конструкции плиты, и для обеспечения ее достаточной прочности, жесткости и трещиностойкости (а значит и

герметичности) требуется установить значительное количество продольной арматуры.

Для решения проблем повышения жесткости (а следовательно и надежности) и снижения стоимости конструкций фундаментов могут применяться различные подходы.

Очевидно, что первым направлением оптимизации станет снижение собственного веса фундаментной плиты и снижение расхода бетона без потери прочностных свойств конструкции и ее жесткости. Это может быть достигнуто путем установки в теле фундаментной плиты полых сферических или иной формы пустотообразователей. Данные изделия изготавливаются из вторично переработанной пластмассы, они полые, герметичны, имеют минимальный собственный вес, поставляются на строительную площадку и монтируются в виде укрупненных блоков, объединенных легким арматурным каркасом. Объединяющие пустотообразователи в блок каркасы позволяют также подвязать блоки к нижней сетке армирования плиты, что обеспечивает сохранность их положения при бетонировании и уплотнении бетона. Общий вид подобных изделий показан на рисунке 1.

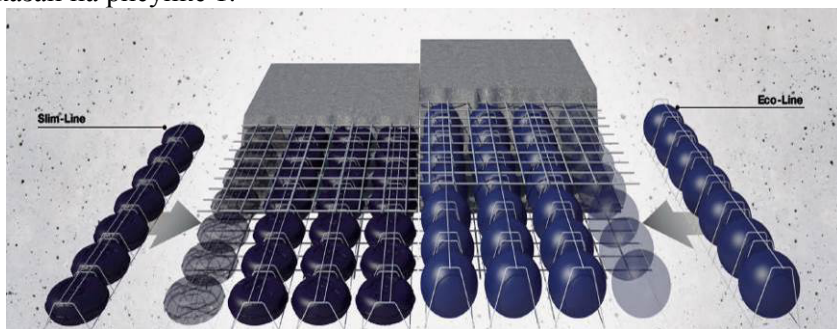


Рис. 1. Модули для устройства облегченных перекрытий Cobiax (Швейцария)

Такое решение обеспечивает ряд достоинств. Во-первых, это экономия бетона конструкции за счет физически меньшего его объема, упрощение работ по его укладке. Снижение собственного веса конструкции снижает и нагрузки на грунтовое основание. Рассматриваемое бетонное сечение более эффективно по сравнению с сечением полнотелой сплошной конструкции. По сведениям производителей подобных пустотообразователей, экономия бетона достигает 25-30% общего объема. Следует отметить гибкость подобной тех-

нологии устройства облегченной пустотной фундаментной плиты и отсутствие каких-либо ограничений при размещении пустотообразователей. Далее (см. рис. 3-4) приведены некоторые концептуальные решения фундаментной плиты паркинга, которые иллюстрируют возможности реализации абсолютно разных подходов к конструированию при одинаковых затратах на их практическое воплощение.

Вторым подходом, показавшим свою эффективность при возведении объектов различного назначения по всему миру, является предварительное напряжение плит. Создаваемые в плитах усилия предварительного обжатия, противодействующие эксплуатационным нагрузкам, позволяют более эффективно использовать механические свойства бетона и высокопрочной канатной арматуры, снижая таким образом их расход, уменьшая сечения конструкций плит и их собственный вес вместе со снижением расхода бетона.



Рис. 2. Облегченная сферическими пустотообразователями монолитная плита; пустотообразователи не устанавливаются вовсе или устанавливаются в меньшем количестве в местах, где возможен местный срез (продавливание)

Совместное применение данных технологий при устройстве предварительно напряженной фундаментной плиты, облегченной пластиковыми пустотообразователями, позволяет получить высокоэкономичную и надежную конструкцию. Гибкость обеих техноло-

гий, свобода размещения напрягающих элементов и пустотообразователей позволяет реализовать наиболее рациональное конструктивное решение. Для иллюстрации рассмотрим два варианта размещения напрягаемых арматурных пучков и зон с пустотообразователями.

Концепция подобного решения состоит в устройстве скрытых в теле гладкой фундаментной плиты балок, повышающих ее жесткость, и расположенных между ними участков со сферами, снижающими вес конструкции. Наиболее рациональное решение надлежит определить расчетом.

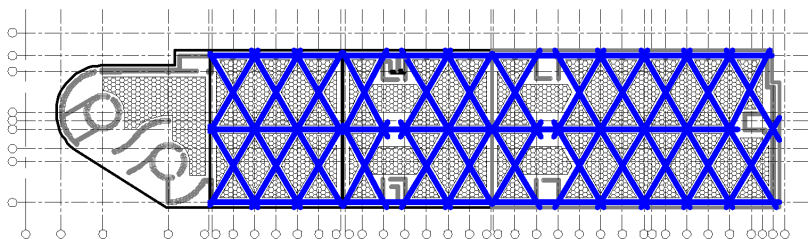


Рис. 3. Вариант устройства облегченной предварительно напряженной фундаментной плиты с диагональным расположением канатов (показаны синим). На участках между армированными канатами полосами (фактически, скрытая в теле плиты балка) монтируются пустотообразователи (заштрихованы)

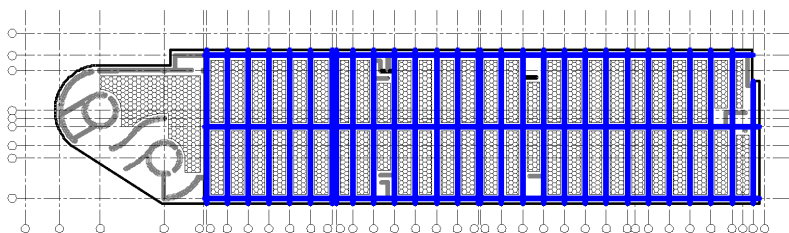


Рис. 4. Вариант устройства плиты с расположением канатов вдоль цифровых и буквенных осей. Характерен более простым решением анкерных узлов системы пост-напряжения

Помимо конструктивных преимуществ, подобные решения в ряде стран признаны снижающими воздействие на окружающую среду «зелеными технологиями» за счет снижения расхода строительных материалов, энергозатрат, использования пустотообразователей

из сырья, полученного в результате вторичной переработки. Предварительная оценка экономического эффекта от применения подобных решений позволяет прогнозировать снижение расхода арматурной стали на уровне 35-40% и бетона – до 40-45%. Оценка сокращения сроков устройства фундаментной плиты может быть выполнена при хронометраже процесса выполнения работ на объекте внедрения.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 365.32

**ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ
ГОРОДОВ-СПУТНИКОВ МИНСКА**

ЮРКОВЕЦ А.В., ГУШЕЛЬ О.И., КОЗЛОВА А.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В настоящий момент по официальным данным в Минске живет каждый четвертый белорус, по неофициальным – еще больше.

Плотность населения в Минске выше, чем в Токио, Лондоне, Пекине и Мехико. На 1 квадратный километр белорусской столицы приходится более 6 тысяч человек (в три раза больше, чем в Берлине и Праге). И это без учета тех, кто проживает в городе без регистрации.

Одним из вариантов регулирования численности населения Минска одновременно с обеспечением жильем всех нуждающихся является развитие городов-спутников.

Строительство жилья в «спутниках» – это попытка удержать численность населения столицы до 2030 года в пределах 2 млн. человек. По статистике, с 2000 года население Минска выросло примерно на 155 тыс. человек, тогда как городское население страны в целом – только на 80 тысяч.

Очевидно, что жилые «квадраты» в городах-спутниках Минска могут стоить дороже, чем жилье в самой столице. Более высокие цены на квартиры объясняются необходимостью создания в таких городах всей инфраструктуры – дорог, водопровода и газовых магистралей, школ, больниц, магазинов и т. п.

Что касается транспортного сообщения, то ремонта и расширения автомобильных и железных дорог явно не достаточно. В перспективе планируется пустить в города-спутники скоростные трамваи и городские электрички.

Еще одна проблема – занятость нового населения городов-спутников. Конечно, тут поможет перенос в «спутники» из Минска промпредприятий, которые подлежат выносу за пределы столицы.

До 2015 года из Минска должно быть вынесено 12 производственных объектов. Часть жителей городов-спутников наверняка будет занята на объектах соцкультбыта, которые планируется возводить в новых жилых массивах. Как показал соцопрос, только 8,7% респондентов согласны жить в городе-спутнике.

Если решением этих проблем будут заниматься только частные структуры, то квадратный метр станет «золотым». И тогда строительство жилья в городах-спутниках станет выгодным только при запредельной цене «квадрата» в Минске. Если государство будет инвестировать в социальную составляющую городов-спутников – люди туда потянутся.

Для того, чтобы заманить минчан в города-спутники, необходима рекламная компания. Основным преимуществом переезда может являться получение квартиры в более короткие сроки и на льготных условиях. Кроме того, строительство арендного жилья в городах-спутниках также могло бы быть стимулом миграции населения в «спутники».

ЛИТЕРАТУРА

1. Постановление Совета Министров Республики Беларусь от 29 июня 2010 г. № 976 .
2. Переезжаем в город-спутник?// [Электронный ресурс].- 2013. – Режим доступа: <http://vsr.mil.by/2013/02/08/pereezhaem-v-gorod-sputnik/> - Да
3. Города-спутники белорусской столицы: развитие и перспективы. // [Электронный ресурс].- 2013. – Режим доступа: <http://reb.by/info-news/1281.html/>
4. Города-спутники спасут Минск от перенаселения? // [Электронный ресурс], 2013. – Режим доступа: <http://bdg.by/news/estate/23365.html>
5. <http://vsr.mil.by/2013/02/08/pereezhaem-v-gorod-sputnik/>

Научное издание

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

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

27–28 мая 2014 г.

В 2 частях

Часть 1

Подписано в печать 28.01.2015. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 13,14. Уч.-изд. л. 10,27. Тираж 120. Заказ 663.

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.