



**Международная  
научно-практическая конференция  
«Наука и инновации в строительстве»**

*(К 165-летию со дня рождения В.Г. Шухова)*

Сборник докладов

Белгород  
2018

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Департамент строительства и транспорта Белгородской области  
Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова  
Инженерно-строительный институт  
Кафедра строительства и городского хозяйства  
Хулуьбуирский национальный институт, Китайская Народная Республика  
Казахская головная архитектурно-строительная академия, Республика Казахстан  
Карагандинский государственный технический университет, Республика Казахстан  
Ферганский политехнический институт, Республика Узбекистан  
Ташкентский институт инженеров железнодорожного транспорта, Республика Узбекистан  
Харьковский национальный технический университет сельского хозяйства  
им. Петра Василенко, Украина  
Московский государственный строительный университет, Россия  
Петербургский государственный университет путей сообщения  
Императора Александра I, Россия  
ОГКУ «Управление дорожного хозяйства и транспорта Белгородской области», Россия  
Курский государственный университет, Россия  
Орловский государственный университет им. И.С. Тургенева, Россия  
Воронежский институт ГПС МЧС России, Россия

**Международная  
научно-практическая конференция  
«Наука и инновации в строительстве»**  
*(К 165-летию со дня рождения В.Г. Шухова)*

(Белгород, 17 апреля 2018 г.)

Сборник докладов

Белгород  
2018

УДК 69+001  
ББК 38+72  
М43

М43 **Международная** научно-практическая конференция «Наука и инновации в строительстве» (к 165-летию со дня рождения В.Г. Шухова): сб. докл. - Белгород: Изд-во БГТУ, 2018. - 444 с.

ISBN 978-5-361-00638-0

В сборник вошли доклады, представленные участниками Международной научно-практической конференции «Наука и инновации в строительстве», состоявшейся в Белгородском государственном технологическом университете им. В.Г. Шухова 17 апреля 2018 г. В сборнике представлены доклады по направлениям «Строительные конструкции, здания и сооружения», «Современное состояние жилищно-коммунального комплекса и городской инфраструктуры», «Современные организационно-технологические решения в строительстве», «Обследование, испытание, усиление и реконструкция зданий и сооружений», «Материаловедение и эффективные материалы в строительстве».

Издание предназначено для научных и инженерно-технических работников, а также для студентов, магистрантов и аспирантов строительных специальностей.

Сборник докладов публикуется в авторской редакции.

**УДК 69+001**  
**ББК 38+72**

ISBN 978-5-361-00638-0

© Белгородский государственный  
технологический университет  
(БГТУ) им. В.Г. Шухова, 2018

## ОРГКОМИТЕТ КОНФЕРЕНЦИИ

- Глаголев С.Н. – ректор БГТУ им. В.Г. Шухова, д-р экон. наук, проф.
- Гридчин А.М. – президент БГТУ им. В.Г. Шухова, почетный член РААСН, д-р техн. наук, проф.
- Глаголев Е.С. – заместитель губернатора Белгородской области, начальник департамента строительства и транспорта Белгородской области
- Шаповалов Н.А. – первый проректор БГТУ им. В.Г. Шухова, д-р техн. наук, проф.
- Евтушенко Е.И. – проректор по научной работе БГТУ им. В.Г. Шухова, д-р техн. наук, проф.
- Уваров В.А. – директор инженерно-строительного института БГТУ им. В.Г. Шухова, д-р техн. наук, проф.
- Сулейманова Л.А. – заведующий кафедрой строительства и городского хозяйства БГТУ им. В.Г. Шухова, д-р техн. наук, проф.
- Донченко О.М. – канд. техн. наук, проф. кафедры строительства и городского хозяйства БГТУ им. В.Г. Шухова
- Смоляго Г.А. – д-р техн. наук, проф. кафедры строительства и городского хозяйства БГТУ им. В.Г. Шухова
- Голиков Г.Г. – главный инженер БГТУ им. В.Г. Шухова, канд. соц. наук, доц.
- Меркулов С.И. – д-р техн. наук, проф. кафедры строительства и городского хозяйства БГТУ им. В.Г. Шухова
- Римшин В.И. – заместитель генерального директора по научной работе АО «ВНИИжелезобетон», д-р техн. наук, проф.
- Кочерженко В.В. – канд. техн. наук, проф. кафедры строительства и городского хозяйства БГТУ им. В.Г. Шухова
- Козлюк А.Г. – канд. эконом. наук, проф. кафедры строительства и городского хозяйства БГТУ им. В.Г. Шухова
- Солодов Н.В. – канд. техн. наук, доц. кафедры строительства и городского хозяйства БГТУ им. В.Г. Шухова
- Никулин А.И. – канд. техн. наук, доц. кафедры строительства и городского хозяйства БГТУ им. В.Г. Шухова

## СОДЕРЖАНИЕ

### Направление 1. Строительные конструкции, здания и сооружения

|  |    |
|--|----|
| <b>Акимов Э.К.</b><br>Перспективы применения неметаллической композитной арматуры в изгибаемых армобетонных элементах с отгибами на приопорных участках.....                     | 10 |
| <b>Аль Хаснави Я.С.</b><br>Расчет перекрытия, армированного легкими стальными тонкостенными конструкциями (ЛСТК), по программе «Лира» .....                                      | 13 |
| <b>Аль-Хашими Омар Исмаел</b><br>Сопротивление железобетонных изгибаемых элементов на основе совместного рассмотрения условий равновесия и деформаций.....                       | 18 |
| <b>Брянцев А.А., Абсиметов В.Э.</b><br>Этапы планирования проведения испытания балок с гофрированной стенкой, ослабленных технологическими отверстиями.....                      | 24 |
| <b>Гафраже Г., Захиди М.З., Черныш А.С.</b><br>Вертикальные колебания фундамента при динамических нагрузках в неоднородных грунтах.....  | 43 |
| <b>Есипов С.М., Меркулов С.И.</b><br>Аспекты моделирования и расчета изгибаемых железобетонных элементов в ПК ANSYS 18.2.....  | 49 |
| <b>Жданов А.Е., Захиди М.З., Гафраже Г.</b><br>Основные физико-механические свойства неметаллической композитной арматуры и сравнительный анализ с металлической арматурой ..... | 55 |
| <b>Жданов А.Е., Ищук Я.Л., Чередниченко А.П.</b><br>Расчет балок переменной жесткости.....   | 60 |
| <b>Зобова А.Г., Крючков А.А.</b><br>Использование единой среды проектирования и расчета (информационное моделирование) на примере типового проекта серии 291-8-19С.87.....       | 65 |
| <b>Кочерженко В.В., Лукьянов А.И.</b><br>Повышение несущей способности буронабивной сваи в просадочном грунте.....   | 70 |
| <b>Малыхина В.С., Попкова О.А.</b><br>Сравнение прочностных характеристик крупноразмерных клефанерных плит.....  | 76 |
| <b>Малыхина В.С., Сидякина А.Ю.</b><br>Обеспечение долговечности зданий из деревянных конструкций.....   | 80 |
| <b>Марушко М.В., Рашина А.А.</b><br>Наружная облицовка стен из поробетона.....   | 85 |
| <b>Никулин А.И.</b><br>Диаграммы деформирования бетона при центральном и неоднородном динамическом сжатии.....   | 90 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Никулина Ю.А., Облогин А.В., Никулин А.И.</b>  |     |
| О прогнозировании во времени деформативно-прочностных характеристик монолитного бетона с добавкой ускорителя его твердения.....                 | 100 |
| <b>Обернихин Д.В.</b>   |     |
| Сравнительный анализ результатов исследования опытных железобетонных балок трапециевидного и других поперечных сечений .....                    | 104 |
| <b>Панченко Л.А.</b>  |     |
| Армирование волокнистыми композитами в рамках решения проблемы конструктивной безопасности.....   | 109 |
| <b>Пирьев Ю.С.</b>  |     |
| Применение композитной арматуры в строительстве.....  | 115 |
| <b>Смоляго Г.А., Ищук Я.Л., Чередниченко А.П.</b>   |     |
| Усиление изгибаемых железобетонных элементов углеволокном с учетом истории нагружений.....  | 120 |
| <b>Фрахманд Т., Крючков А.А.</b>  |     |
| Существующие подходы (методы) к расчету зданий и сооружений на сейсмические нагрузки и воздействия.....   | 125 |
| <b>Шарапов О.Н., Рудакова Д.С., Полякова В.В., Бабухин Д.А.</b>   |     |
| К вопросу о современных системах берегоукрепления.....  | 129 |
| <b>Юрьев А.Г., Серых И.Р.</b>   |     |
| Железобетон начала XX века и его современное состояние.....   | 132 |
| <b>Направление 2. Современное состояние жилищно-коммунального комплекса и городской инфраструктуры</b>  |     |
| <b>Винюкова И.Н.</b>  |     |
| Ветхий и аварийный жилой фонд: проблемы и перспективы.....  | 140 |
| <b>Дворниченко Т.Н., Абакумов Р.Г.</b>  |     |
| Анализ состояния системы капитального ремонта многоквартирных жилых домов в Белгородской области.....   | 144 |
| <b>Каменская А.И., Колесникова Т.Н.</b>   |     |
| Экологические проблемы инфраструктуры ритуального обслуживания современных городов и пути их решения архитектурно-строительными средствами..... | 149 |
| <b>Косухин М.М., Косухин А.М., Богачева М.А., Шаповалова А.С.</b>   |     |
| Некоторые особенности выбора материалов и технологии устройства скрепленных навесных теплоизоляционных фасадных систем гражданских зданий.....  | 153 |
| <b>Косухин М.М., Косухин А.М., Жихалкина В.М.</b>   |     |
| Сравнительная оценка современных кровельных материалов для гражданских зданий.....  | 163 |
| <b>Косухин М.М., Косухин А.М., Коржова Ю.Н.</b>   |     |
| Энергоэффективный фундамент для коттеджного строительства.....  | 171 |
| <b>Кочетов В.В., Суслов Д.Ю.</b>  |     |
| Газогорелочные устройства котельных установок.....  | 176 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Кузнецов А.В., Шаповалов С.М.</b>   |     |
| Расчет транспортно-пешеходной сети школы на 500 учащихся.....                                | 182 |
| <b>Музалевская Г.Н., Музалевский А.А.</b>  |     |
| Проблемы реконструкции и модернизации ЦТП в старой жилой застройке в российских городах..... | 188 |
| <b>Погорелова И.А., Зенин Е.Н.</b>   |     |
| Анализ жилищного фонда города Белгород.....  | 196 |
| <b>Погорелова И.А., Левченко Е.В.</b>  |     |
| Концепции энергоэффективных и экологических зданий.....                                      | 201 |
| <b>Суслов Д.Ю., Гранкин А.Д.</b>   |     |
| Анализ неисправностей современных бытовых газовых отопительных котлов.....                   | 204 |
| <b>Шарапов О.Н., Полякова В.В., Бабухин Д.А., Рудакова Д.С.</b>                              |     |
| Перспективы развития велоинфраструктуры на территории Белгородской области.....              | 207 |

### **Направление 3. Современные организационно-технологические решения в строительстве**

|   |     |
|---|-----|
| <b>Абакумов Р.Г., Тартыгина А.Е.</b>  |     |
| Особенности организационных и технических решений строительства нового дома на месте существующего..... | 214 |
| <b>Дьяченко В.Ю., Овсянников С.И.</b>   |     |
| Особенности возведения столбчатых фундаментов в деревянном домостроении.....                            | 219 |
| <b>Дьяченко В.Ю., Овсянников С.И.</b>   |     |
| Особенности применения СИП-панелей в каркасном домостроении.....  | 224 |
| <b>Козлюк А.Г., Сигида К.А.</b>   |     |
| Инновационные подходы к совершенствованию процесса организации строительного производства.....          | 229 |
| <b>Косухин М.М., Косухин А.М., Агафонова Т.Ю.</b>   |     |
| Восстановление и рекультивация земель, нарушенных открытыми горными разработками.....                   | 237 |
| <b>Лебедев В.М., Беликова Г.В., Алейников М.В.</b>  |     |
| Инфографическое моделирование возведения многоэтажных зданий и комплексов.....                          | 242 |
| <b>Лебедев В.М., Беликова Г.В., Алейников М.В.</b>  |     |
| Системотехническая методология организации процессов строительного производства.....                    | 248 |
| <b>Лебедев В.М., Бодяков С.Н.</b>   |     |
| Информационно-графическое моделирование устройства буронабивных свай в водонасыщенных грунтах.....      | 251 |
| <b>Никулин В.С., Береговая Ю.А., Кочерженко В.В.</b>  |     |
| Способ увеличения несущей способности забивных свай.....  | 254 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Рахманов Б.К., Алиматов Б.А.</b><br>Специальные строповочные устройства.....   | 264 |
| <b>Чернявский О.С.</b><br>Технические вопросы применения тахеометрической съемки при изготовлении и монтаже металлоконструкций..... | 267 |

#### **Направление 4. Обследование, испытание, усиление и реконструкция зданий и сооружений**

|  |     |
|--|-----|
| <b>Абсиметов В.Э.</b><br>Сравнительный анализ систем технического регулирования стран СНГ.....   | 271 |
| <b>Аль Сабаен А.К., Крючков А.А.</b><br>Ремонт плоских железобетонных элементов (монолитных плит) с использованием цементных ремонтных составов.....                               | 276 |
| <b>Водяхин Н.В., Сулейманов К.А., Солодов Н.В.</b><br>Нагельно-клеевое соединение при усилении узлов сопряжения деревянных конструкций.....  | 284 |
| <b>Кочерженко В.В., Рашина А.А., Рудчук В.М.</b><br>Анализ причин разрушения и недобивки свай в микрорайоне «Новая жизнь» (г. Белгород) и предложения по их устранению.....        | 290 |
| <b>Ломтев И.А.</b><br>Численные исследования прочности усиленных изгибаемых железобетонных элементов.....  | 296 |
| <b>Ломтев И.А.</b><br>Этапы и проблемы при обследовании жилых зданий и сооружений.....   | 300 |
| <b>Наумов А. Е., Жариков И.С., Унежева В.А.</b><br>К вопросу о действительных условиях работы монолитных фундаментных плит в условиях недостатков производства бетонных работ..... | 306 |
| <b>Смоляго Г.А., Дрокин С.В., Белоусов А.П., Пушкин С.А., Смоляго Е.Г.</b><br>Использование трансформации конструктивных схем фундаментов при их усилении.....                     | 314 |
| <b>Солодов Н.В., Водяхин Н.В.</b><br>Оценка технического состояния и усиление стальных арок большого пролета.....  | 318 |
| <b>Фролов Н.В., Смоляго Г.А.</b><br>Основы применения тензорезисторов в экспериментальных исследованиях строительных конструкций.....  | 329 |

#### **Направление 5. Материаловедение и эффективные материалы в строительстве**

|   |     |
|---|-----|
| <b>Алабидинова О.А., Игамбердиев Б.Г.</b><br>Исследование свойств доломита месторождения Шорсу..... | 335 |
|---|-----|

|   |     |
|---|-----|
| <b>Алехин Д.А., Череватова А.В.</b><br>О возможности получения эффективных строительных композитов повышенной жаростойкости на основе композиционного гипсового вяжущего.....           | 340 |
| <b>Ахмед Ахмед Анис Ахмед, Аль-Бу-Али Уатик Саед Джасаам</b><br>Утилизация строительных отходов.....  | 347 |
| <b>Боцман Л.Н., Ищенко А.В., Боцман А.Н., Антонова Р.О.</b><br>Использование шлакощелочных вяжущих при производстве строительных материалов.....  | 352 |
| <b>Дмитриева Т.В., Куцына Н.П.</b><br>Применение стабилизаторов в дорожном строительстве для укрепления грунтов Белгородской области.....   | 356 |
| <b>Донченко О.М., Литовкин Н.И., Салтанова Е.В.</b><br>Широкое внедрение легких композитных материалов – ведущее направление снижения материалоемкости в капитальном строительстве..... | 361 |
| <b>Дроков А.В., Курбатов В.Л.</b><br>Основные аспекты применения фибробетона при возведении фундаментов зданий и сооружений в районах с агрессивными грунтовыми водами.....             | 366 |
| <b>Елистраткин М.Ю., Ермолаева А.Э., Белашова А.Н.</b><br>Аддитивные технологии в строительном производстве.....  | 369 |
| <b>Заикина А.П., Козлюк А.Г.</b><br>Шумоизоляционные материалы.....   | 372 |
| <b>Золотарев О.В., Жиликов А.Н.</b><br>Аналитическое исследование движения сыпучего материала в смесителях для сухих строительных смесей.....   | 375 |
| <b>Игамбердиев Б.Г., Адылходжаев А.И.</b><br>Исследование влияния армирования различными волокнами на прочность гипсовых композитов.....  | 383 |
| <b>Калмагамбетова А.Ш.</b><br>Оценка эффективности модификаторов ржавчины при подготовке поверхности перед окраской электрохимическим методом.....                                      | 386 |
| <b>Лебедев А.А., Агеева М.С.</b><br>Анализ современных стеновых материалов.....   | 389 |
| <b>Литвинова Ю.В., Литвинова В.А.</b><br>Оценка состояния остаточного срока службы бетонных конструкций в морской среде.....  | 395 |
| <b>Ма Во, Полоз М.А.</b><br>Пенобетон как теплоизоляционный материал для наружных стен зданий....   | 401 |
| <b>Марушко М.В., Сулейманова Л.А., Белогуров В.А.</b><br>Вибровакуумированные пористые композиты.....   | 405 |
| <b>Милькина А.С., Хахалев В.П.</b><br>Возможности микроармирования штампованных бетонов.....  | 408 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Севостьянов В.С., Сулейманова Л.А., Корякина А.А., Севостьянова К.И.</b><br>Исследование процесса гомогенизации композиционной шихты в<br>рециркуляционном смесителе.....           | 413 |
| <b>Сулейманова Л.А., Кочерженко А.В., Апанасенко И.А.</b><br>Влияние наполнителей из техногенного сырья Белгородской области на<br>горючесть утеплителя на основе пенополиуретана..... | 418 |
| <b>Сулейманова Л.А., Малюкова М.В., Крушельницкая Е.А.</b><br>Высокопрочные декоративные бетоны.....   | 422 |
| <b>Толыпина Н.М., Щигорева Е.М., Головин М.В., Щигорев Д.С.</b><br>Влияние соотношения щелочей и гипса на деформации цементного камня...   | 425 |
| <b>Шевченко А.В.</b><br>Расчет местной устойчивости металлических обшивок трехслойных<br>панелей с утеплителем из пенополиуретана.....   | 429 |
| <b>Шевченко А.В., Полоз М.А.</b><br>Создание криволинейных поверхностей внутренних перегородок с<br>использованием плит «Аквапанель».....  | 432 |
| <b>Щигорев Д.С., Головин М.В., Горленко А.А., Щигорева Е.М.</b><br>Повышение эффективности суперпластификаторов с учетом роли мелких<br>заполнителей.....                              | 436 |
| <b>Щигорева Е.М., Головин М.В., Горленко А.А.</b><br>Методы оценки реакционной способности заполнителей.....   | 440 |

# **НАПРАВЛЕНИЕ 1. СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ**

## **ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ НЕМЕТАЛЛИЧЕСКОЙ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ В ИЗГИБАЕМЫХ АРМОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ С ОТГИБАМИ НА ПРИОПОРНЫХ УЧАСТКАХ**

**Акимов Э.К., аспирант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В отечественных нормах конца XX века в качестве поперечной арматуры кроме хомутов учитывалась арматура отгибов: часть продольной растянутой арматуры на приопорных участках отгибалась в верхнюю сжатую зону.

Одним из возможных решений более полного использования возможностей арматуры хомутов на приопорных участках может стать изменение угла их наклона к оси элемента. Реальные опасные наклонные трещины имеют угол наклона  $30^\circ$ . Если угол наклона хомутов изменить с  $90^\circ$  на  $120^\circ - 135^\circ$ , то наклонная трещина будет пересекать хомуты под прямым углом.

Данный метод наиболее целесообразен для обеспечения прочности по наклонным сечениям.

При изгибе поперечного стержня его сечение постоянно будет находиться на пути развития наклонной трещины, нормальные напряжения будут направлены вдоль стержня и будут воспринимать растягивающие усилия при более эффективном использовании материала хомута. Это, в свою очередь, создаёт благоприятные условия для экономии бетона и сокращения веса конструкций за счёт придания им целесообразных форм, возникает возможность применения конструкций с ломаным нижним поясом и без утолщения ширины сечения у опор.

Исследованиями работы отогнутой металлической арматуры в зоне среза в своё время занимались учёные В.А. Бушков, К.В. Сахновский, обширные исследования проводились под руководством О.А. Рочняка [1], В.Н. Малиновского [2] и других.

Проанализировав исследования можно сделать следующие общие выводы:

- наиболее важная стадия напряженно-деформированного состояния для расчётов конструкций с отогнутой арматурой – интенсивное включение в работу отгибов после образования наклонных трещин;

- отгиб стержней исключает возможность разрушения изгибаемого элемента одновременно с образованием наклонной магистральной трещины;

- наличие отгибов арматуры у конструкции позволяет отнести её к классу элементов, имеющих поперечное армирование, и выполнять оценку несущей способности наклонных сечений по поперечной силе по общей зависимости.

В большинстве международных норм по проектированию железобетонных элементов отгибы продольной растянутой арматуры отнесены к одному из видов поперечного армирования и в расчётах учитываются лишь как составляющие проекционных сил, сопротивляющихся срезу, а расчёт элементов конструкций, требующих по расчёту поперечную арматуру, основывается на методе ферменной модели.

Несмотря на целесообразность и рациональность применения отгибов арматуры армобетонных элементов в зоне среза, сопротивление таких элементов действию продольной силы и изгибающего момента недостаточно изучено.

Стоит отметить некоторые вопросы в исследованиях, которым не уделяется должного внимания:

- отсутствуют исследования отгибов композитной арматуры в зоне среза;

- существуют определённые пробелы в исследовании прочности наклонных сечений бетонных элементов с композитной арматурой.

В данный момент основные направления в исследованиях работы композитной арматуры в бетонных элементах можно разделить на следующие группы:

- исследования сцепления композитной арматуры с бетоном;

- исследование работы композитных стержней в бетонных элементах.

В настоящее время композитная арматура используется в качестве продольного армирования, но не используется в качестве поперечного армирования из-за технологических сложностей.

Неметаллическая композитная арматура – материал сравнительно новый, но первые упоминания о нем относятся ко второй половине XX века. Исследования по созданию и изучению свойств высокопрочной неметаллической арматуры, определению областей её применения были начаты в СССР в 60-х годах прошлого века.

Особое внимание уделялось изучению химической стойкости и долговечности арматуры в бетоне и различных агрессивных средах [3].

Область применения композитной арматуры аналогична стальной, то есть практически во всех отраслях строительства.

В работах [4, 5, 6] определено, что применение композитной арматуры в бетонных элементах обусловлено рядом достоинств: стойкостью к щелочной среде бетона и стойкостью к агрессивному воздействию сульфатов и хлоридов, такая арматура имеет высокую прочность при растяжении, не электропроводна, диамагнетик, имеет реологические свойства, не теплопроводна и не теряет свои прочностные свойства при сверхнизких температурах. В то же время имеются следующие недостатки: низкий модуль упругости при растяжении, относительно малая огнестойкость, нецелесообразность применения в сжатой зоне бетона, сложность устройства соединений строжней.

Как отмечалось выше, одно из возможных решений более полного использования возможностей арматуры на приопорных участках - это изменение их угла наклона к оси элемента.

Таким образом, все больший интерес вызывает использование неметаллической композитной арматуры с отгибами на приопорных участках для обеспечения прочности и трещиностойкости по наклонным сечениям.

### **Библиографический список**

1. Рочняк О.А. Сопротивление поперечному изгибу железобетонных элементов с продольной и отогнутой арматурой (при наличии и отсутствии сцепления с бетоном): автореферат дис. ... д-ра техн. наук / Рочняк Олег Анатольевич: 05.23.01 / НИИЖБ. М., 1994. 47 с.

2. Малиновский В.Н., Рочняк О.А. Напряженно-деформируемое состояние железобетонных балок с отогнутой предварительно напряжённой арматурой // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям: тематический сборник научных трудов Челябинск: Политехн. ин-т, 1983. С. 81–84.

3. Смоляго Г.А., Дронов В.И., Дронов А.В., Меркулов С.И. Изучение влияния дефектов железобетонных конструкций на развитие

коррозионных процессов арматуры // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 12. С. 25-27.

4. Степанова В.Ф., Степанов А.Ю. Неметаллическая композитная арматура для бетонных конструкций// Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 1. С. 45-47.

5. Римшин В.И., Меркулов С.И. Элементы теории развития бетонных конструкций с неметаллической композитной арматурой // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 5. С. 38-42.

6. Римшин В.И., Меркулов С.И. О нормировании характеристик стержневой неметаллической композитной арматуры // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 5. С. 22-26.

### **РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЯ, АРМИРОВАННОГО ЛЕГКИМИ СТАЛЬНЫМИ ТОНКОСТЕННЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ (ЛСТК), ПО ПРОГРАММЕ «ЛИРА»**

**Аль Хаснави Я.С., аспирант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В статье рассмотрен способ моделирования плиты перекрытия. Расчет моделей осуществлялся с использованием программного комплекса «ЛИРА-САПР 2013», реализующего метод конечных элементов (МКЭ) [3].

Рассмотрим расчетную модель перекрытия (рис. 1-11): длина плиты - 3 м; ширина - 3 м; толщина - 200 мм; класс бетона - В10,  $E_b = 7e + 007$  кН/м<sup>2</sup>,  $\nu = 0,2$ , а в качестве армирования использован [4] швеллер профиля ЛСТК [1, 2] и расстояние между профилями - 44 см, высота - 50 мм, ширина - 200 мм, толщина - 2 мм,  $E_s = 2e8$  кН/м<sup>2</sup>,  $\nu = 0,3$ .

Бетон плиты моделировался объёмными конечными элементами типа КЭ 31, армирующий элемент принимался типа КЭ 44. Равномерно распределенная нагрузка по всей площади плиты равна 8 кН/м<sup>2</sup>.

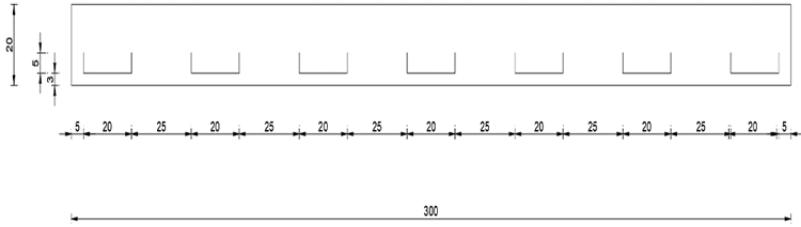


Рис. 1. Сечение перекрытия, см

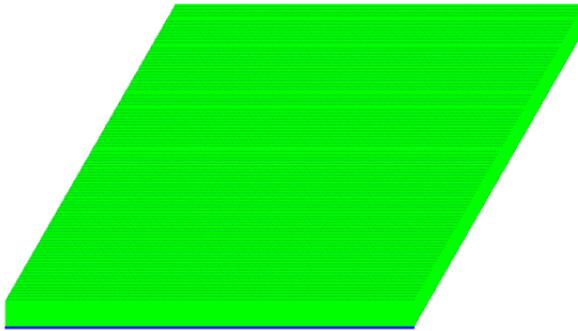


Рис. 2. Расчетная схема плиты

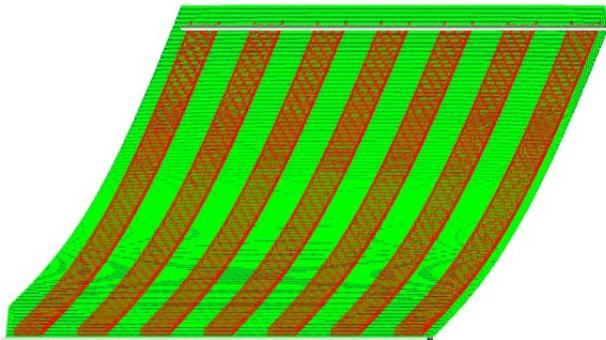


Рис. 3. Армирование плиты

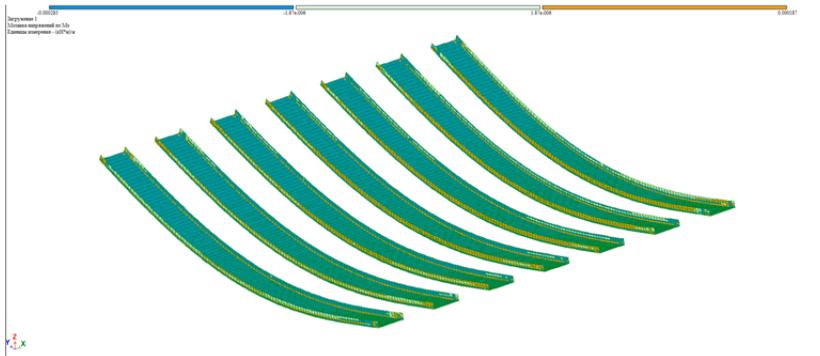


Рис. 4. Напряжение  $M_x$

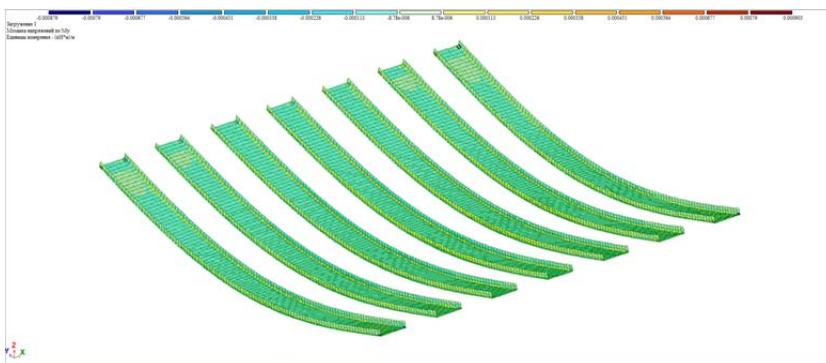


Рис. 5. Напряжение  $M_y$

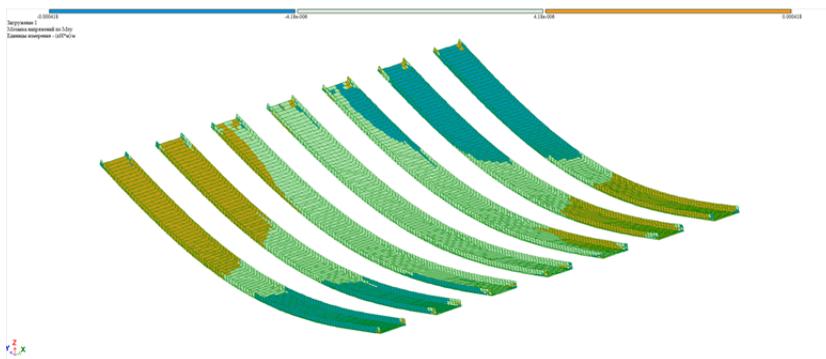


Рис. 6. Напряжение  $M_{xy}$

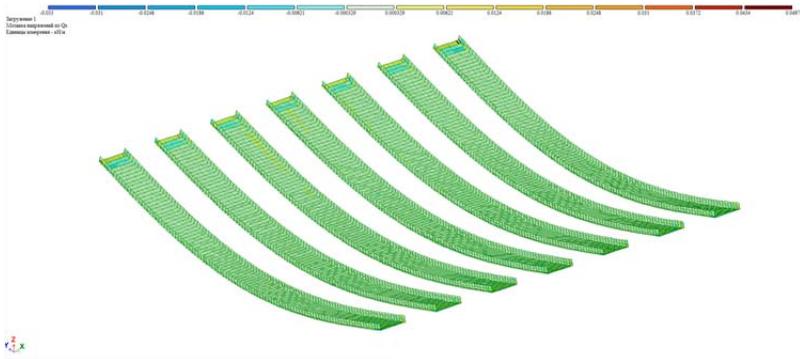


Рис. 7. Напряжение  $Q_x$

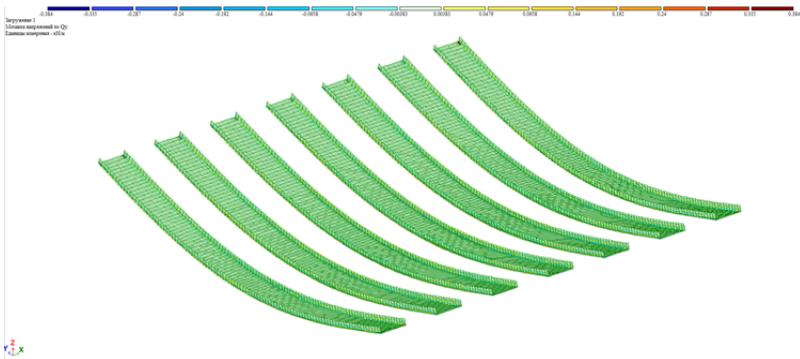


Рис. 8. Напряжение  $Q_y$

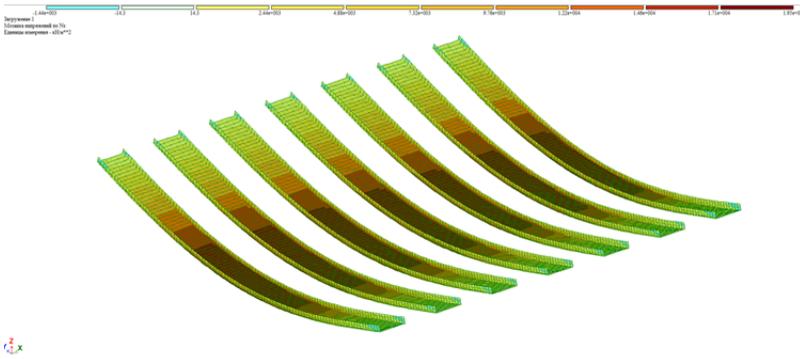


Рис. 9. Напряжение  $N_x$

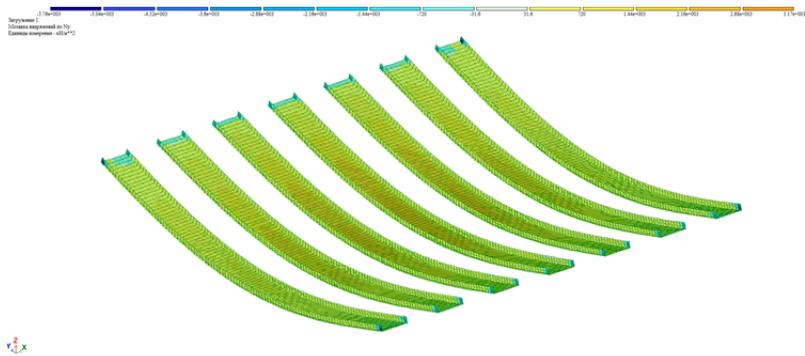


Рис. 10. Напряжение  $N_y$

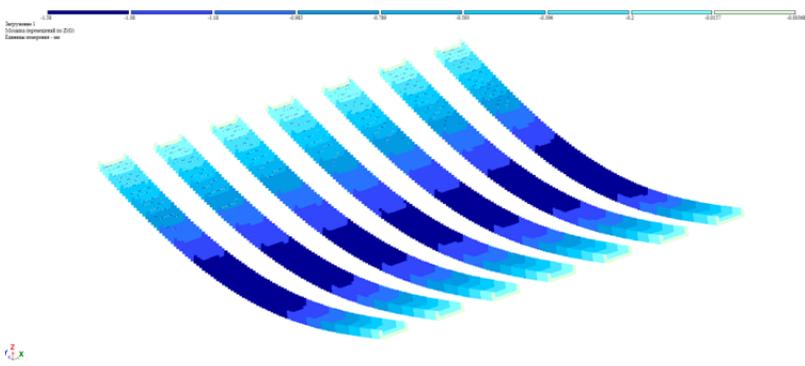


Рис. 11. Перемещения Z

Максимальный прогиб составил 20 мм, что меньше полученного расчетом на 1,58 мм.

Расчетное сопротивление  $R_y = 320 \text{ Н/мм}^2$ , а сопротивление из расчета 3,17  $\text{Н/мм}^2$ .

Результаты расчета показали, что конечно-элементная модель удовлетворяет требованиям по прочности, в дальнейшем планируется проведение экспериментальных исследований конструкций данного типа.

В дальнейшем будет продолжена обработка результатов исследования с целью получения соответствующих зависимостей для использования другого типа бетона.

### **Библиографический список**

1. СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутого оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования.
2. Chen Ju, Young B. Cold-formed steel lipped channel columns at elevated temperatures // *Engineering Structures*. 2007. Vol. 29. Issue 10. Pp. 1161-1174.
3. Лалин В.В., Рыбаков В.А. Конечные элементы для расчета ограждающих конструкций из тонкостенных профилей // *Инженерно-строительный журнал*. 2011. № 8. С. 69-80.
4. Назмеева Т.В. Несущая способность сжатых стальных тонкостенных элементов сплошного и перфорированного сечения из холодногнутого С-профиля // *Инженерно-строительный журнал*. 2013. №5. С. 44–51.

## **СОПРОТИВЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ОСНОВЕ СОВМЕСТНОГО РАССМОТРЕНИЯ УСЛОВИЙ РАВНОВЕСИЯ И ДЕФОРМАЦИЙ**

**Аль-Хашими Омар Исмаел, аспирант**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Железобетон является основным конструкционным материалом в современном строительстве. Поэтому повышение его эффективности, надежности и долговечности имеет национальную экономическую ценность. Одним из основных путей решения этих проблем является совершенствование методов расчета железобетонных конструкций. В этой статье мы рассмотрим прочность изгибаемых железобетонных элементов на основе совместного рассмотрения условий равновесия и деформаций.

Экспериментальные исследования показали, что конечное состояние изогнутых элементов относительно их несущей способности характеризуется трещинами в поперечном сечении, нормальными или наклонными к продольной оси элемента (рис. 1).

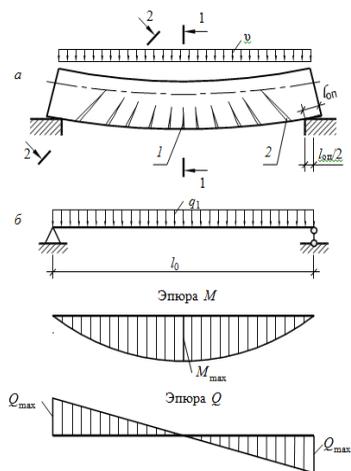


Рис. 1. Образование трещин (а), расчетная схема (б) изогнутого элемента:  
 1-1 - нормальное сечение, 2-2 - наклонное сечение,  
 1 - нормальная трещина, 2 - наклонная трещина

В нормальном сечении разрушение обусловлено действием изгибающего момента, в наклонном сечении - действием поперечных сил и, что более редко, моментов. Долговечность нормальных и наклонных участков по первой группе предельных состояний рассчитывается с этапа III, характеризуемого интенсивным их деформированием, в то время как рассматриваются сечения с максимальными расчетными усилиями (см. рис. 1). Для получения базовых уравнений расчета учитываются нормальные сечения, у которых правая сторона обычно удаляется, а ее действие заменяется действием внутренних усилий.

При расчете прочности нормальных и наклонных зон необходимо учитывать условия работы бетона.

При длительном действии нагрузки отказ случается раньше, чем при кратковременном влиянии нагрузки из-за появления микротрещин в бетоне, вызванных развитием неупругих деформаций. Это явление рассматривается при расчете конструкций по первой группе предельных состояний в соответствии с конкретным коэффициентом условий работы  $\gamma_{b1}$ , на который умножается расчетное сопротивление бетона сжатию и растяжению  $R_b$  и  $R_{bt}$ .

При кратковременном действии нагрузки  $\gamma_{bl} = 1,0$ . При длительном действии нагрузки  $\gamma_{bl} = 0,9$ . Таким образом, учитывается расчетное сопротивление  $R_b \cdot \gamma_{bl}$  и  $R_{bt} \cdot \gamma_{bl}$ .

В железобетоне экономично использовать сталь, усиленную изогнутыми элементами. Разрушение нормальных сечений начинается с растянутой арматуры. В этих элементах разрушение происходит в сжатой области бетона. В то же время напряжения в арматуре будут ниже, что экономически невыгодно.

В соответствии с этим выделяются два отдельных случая:

1 - когда напряжение растянутой арматуры достигает расчетного сопротивления  $\sigma_s = R_s$ , а затем сжатая зона бетона разрушается, то есть в бетоне достигается предельное напряжение  $R_b$ ;

2 - когда напряжение в сжатом бетоне достигает предельных значений  $R_b$  и напряжение в растянутых стержнях  $\sigma_s < R_s$ .

При вычислении долговечности, чтобы предельное состояние конструкции не наступило, изгибающий момент от расчетной нагрузки ( $M_{max}$ ) должен быть меньше или равен несущей способности поперечного сечения:

$$M_{max} \leq M_{ult} \quad (1)$$

Рассмотрим элемент прямоугольной формы. В общем случае [1] элемент армирован предварительно напряженной арматурой ( $A_{sp}$  и  $A'_{sp}$ ) и арматурой без предварительного напряжения ( $A_s$  и  $A'_s$ ) в растянутой и сжатой зонах образца ( $A_{sp}, A_s$ ) ( $A'_{sp}, A'_s$ ) (рис. 2).

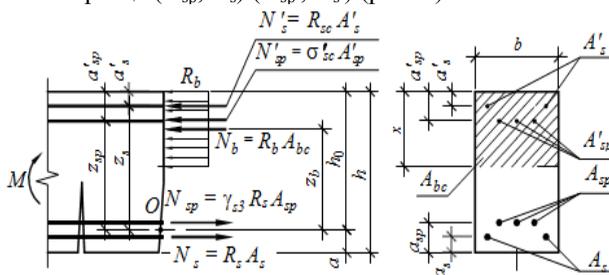


Рис. 2. Расчет прочности нормальных сечений криволинейных элементов:

$N_{sp} = R_s \cdot \gamma_{s3} \cdot A_{sp}$  - усилие в предварительно напряженной растянутой арматуре;  $N_s = R_s \cdot A_s$  - усилие в растянутой арматуре без предварительного напряжения;  $N'_{sp} = R_{sc} \cdot \gamma_{s3} \cdot A'_{sp}$  - усилие в предварительно напряженной сжатой арматуре;  $N'_{sc} = R_{sc} \cdot A_{sc}$  - усилие в сжатой арматуре;  $N_b = R_b \cdot A_{bc}$  - равнодействующая напряжений в сжатой зоне бетона

Мы мысленно срезаем элемент вдоль участка трещины в зоне действия максимального момента, удаляем правую сторону и, сохраняя равновесие, заменяем действие удаленной части внутренними силами. Таким образом, мы получаем схему проектирования, для которой мы можем написать условия равновесия для суммы моментов всех сил в некоторой характерной точке и сумму проекций всех сил на продольную ось X:

$$\sum M = 0, \sum X = 0. \quad (2)$$

На основе уравнений равновесия определяются внутренние силы в элементе или необходимое армирование.

Согласно схеме расчета (см. рис. 2) условия равновесия записываются следующим образом: изгибающий момент от расчетных нагрузок, определяемый методами строительной механики, должен быть меньше или равен сумме моментов внутренних сил, взятых вдоль центральной оси всей растянутой арматуры.

$$\begin{aligned} M_{\max} &\leq \sum M_0 = N_b \cdot z_b + N_{sp} \cdot z_{sp} + N_s \cdot z_s = \\ &= R_b \cdot A_b \cdot z_b + R_{sc} \cdot \gamma_{s3} \cdot A_{sp} \cdot z_{sp} + R_{sc} \cdot A_s \cdot z_s \end{aligned} \quad (3)$$

где  $z_b = h_0 - 0,5x$  – плечо внутренней пары сил;  $z_s = h_0 - 0,5a_s$  – расстояние между результирующими силами в сжатой и растянутой ненапряженной арматуре;  $z_{sp} = h_0 - a_{sp}$  – расстояние между результирующими силами в сжатой и растянутой преднапряженной арматуре;  $h_0 = h - a$  – рабочая высота сечения (расстояние от центра тяжести всей растянутой арматуры до верхней грани сжатого сечения).

Высота сжатой зоны бетона  $x$  определяется из суммы проекций всех сил на продольную ось элемента:

$$R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A_s - R_s \cdot \gamma_{s3} \cdot A_{sp} - R_s \cdot A_s = 0 \quad (4)$$

Прочностные характеристики материалов, из которых проектируется конструкция, определяются нормативной литературой.

Напряжения в растянутой зоне достигают своих предельных значений (т.е. арматура используется во всей полноте) только тогда, когда высота сжатой зоны  $x$  не превышает ее граничного значения  $x_p$ . Следовательно, формулы (3), (4) применимы, если условие  $x \leq x_R$ .

Граничное значение высоты сжатой зоны в расчетах определяется через относительную величину граничной зоны бетона  $\xi_R$ .

Разрушение изогнутых элементов вдоль наклонного участка связано с одновременным воздействием изгибающих моментов и поперечных сил на него.

Рассмотрим наклонный участок 2-2 (см. рис. 1). В общем случае, сечение содержит продольную арматуру, поперечные стержни (хомуты) и отгибы (рис. 3).

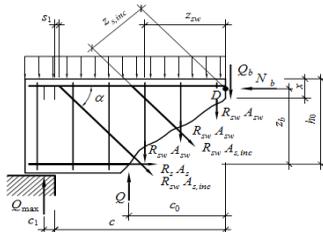


Рис. 3. Расчетная схема для расчета прочности наклонных участков изогнутых элементов

Значение  $\xi_R$  определяется эмпирической формулой с учетом физических и механических свойств бетона и армирования проектируемой конструкции. При проектировании изогнутых элементов проверяется условие  $\xi \leq \xi_R$ , где  $\xi = x / h_0$  - относительная высота сжатой зоны бетона. Если в расчете оказывается, что  $\xi > \xi_R$ , то в формулах расчета вместо  $R_s$  принимается напряжение в растянутой арматуре  $\sigma_s < R_s$ , значение которого определяется формулами, представленными в [2, 3], и  $x = \xi_R \cdot h_0$ .

Долговечность сечения будет обеспечена, если внешние силы  $M$  и  $Q$  от расчетных нагрузок будут меньше (или равны) сумме внутренних предельных усилий, работающих в наклонном участке.

В поперечном сечении имеются поперечные  $Q_b$  и продольные усилия  $N_b$ , усилия в сжатом бетоне над наклонной трещиной, осевые усилия в продольной арматуре, а также усилия в поперечной арматуре.

Потеря прочности может произойти из-за разрушения бетона над наклонной трещиной при усилиях растяжения в продольной арматуре ниже ее предела прочности (хрупкое разрушение), а также из-за достижения предела прочности продольной арматурой с последующим разрушением сжатой зоны бетона над наклонной трещиной

(пластическое разрушение). В обоих случаях напряжение в хомутах достигает предельных значений.

При высоком содержании поперечной арматуры напряжения в ней не достигают предельных значений, а разрушение в бетоне может наступить в средней части элемента между наклонными трещинами от действия главного растягивающего напряжения.

Исходя из вышесказанного, расчет прочности наклонных участков производится отдельно для трех случаев:

– при сжатии бетонной полосы между наклонными трещинами балки;

– вдоль наклонной трещины на действие поперечной силы  $Q$ ;

– вдоль наклонной трещины на действие изгибающего момента  $M$ .

Для обычных элементов с продольной арматурой, которая полностью доведена до опоры и имеет надежную анкеровку, расчет наклонных участков на действие изгибающего момента не требуется. Расчет изгибающего момента должен выполняться в местах ожидаемого разрушения сечения, а также на участках анкеровки продольной растянутой арматуры. Кроме того, выполняется проверка по наклонным сечениям на действие изгибающего момента в точках, где конфигурация элемента резко изменяется.

### **Библиографический список**

1. Руководство по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. М, 2015. 86 с.

2. Железобетонные и каменные конструкции: учебник / О.Г. Кумпяк, З.Р. Галяутдинов, О.Р. Пахмурин, В.С. Самсонов; под ред. О.Г. Кумпяка. Томск: СТУ, 2013. 748 с.

3. Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемыш Л.Л., Никитин И.К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: Стройиздат, 1988. 320 с.

## **ЭТАПЫ ПЛАНИРОВАНИЯ ПРОВЕДЕНИЯ ИСПЫТАНИЯ БАЛОК С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ, ОСЛАБЛЕННЫХ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИМИ ОТВЕРСТИЯМИ**

**Брянцев А.А., докторант, магистр техн. наук**

*Казахская головная архитектурно-строительная академия,  
г. Алматы, Республика Казахстан*

**Абсиметов В.Э., д-р техн. наук**

*ТОО "АстанаСтройКонсалтинг", г. Астана, Республика Казахстан*

Планирование проведения эксперимента – это сложная математическая задача. Испытание проводится на заранее выполненной модели с определенными свойствами и характеристиками. Обычно, весь процесс эксперимента делится на определенные этапы.

При планировании проведения эксперимента требуется очень серьезная и тщательная подготовка, а также постановка хода эксперимента, во избежание неточных результатов или их искажения. Необходим постоянный контроль интересующих параметров, вариация всех факторов одновременно может повысить эффективность эксперимента.

Основная цель планирования эксперимента - это получение нужных результатов при относительно небольших затратах.

До начала проведения эксперимента отмечают основные преимущества испытываемых моделей по сравнению с традиционно используемыми аналогами.

Прежде всего, необходимо провести анализ ранее проведенных экспериментальных исследований по исследуемой теме.

### **1. Анализ экспериментальных исследований по теме диссертационного исследования.**

Так, например, экспериментальными исследованиями гофрированных балок в разное время занимались как зарубежные, так и ученые нашей республики.

В 1972 г. в Пензенском ИСИ под руководством Е.И. Белени создали стенд, на котором испытывали на выносливость подкрановые балки, имитирующие работу мостовых кранов тяжелого режима [1]. Первыми испытание проходили балки традиционного сечения из стали ВСт3пс5 (С255) с поперечными ребрами жесткости до 2 млн. циклов нагружений (рис. 1).

Интересным фактом испытаний стало испытание балок без ребер, с гибкостью стенки 100 с приложенной подвижно–сосредоточенной

нагрузкой с эксцентриситетом, при которой происходила локальная потеря устойчивости. При движении колеса волна вогнутости перемещалась за ним, а в отдельных балках было зафиксировано повышение выносливости. Все это привело к желательному распределению местных напряжений, распределяя при этом давление от рельса на большую длину стенки, и появлению конструктивно новой формы подкрановой балки (рис. 2), придав при этом стенке анизотропные свойства.

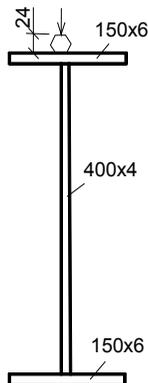


Рис. 1. Традиционное поперечное сечение сварной балки

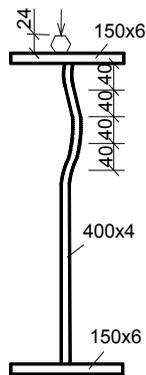


Рис. 2. Балка с продольными гофрами в стенке

В 1990 г. в ЦНИИПроектстальконструкции им. Мельникова проведено исследование гофрированных стенок с различной ориентацией на несущую способность [2]. Всего было испытано шесть типов балок, по два образца каждой (рис. 3).

Основными параметрами в процессе испытания были относительные деформации стенки и поясов, деформации стенки из плоскости, общий вертикальный прогиб.

Основными выводами по проведенному испытанию балок с различными видами гофр на поперечный изгиб являлось то, что это дало возможность выбрать оптимальную направленность гофр стенки. Несущая способность балки с вертикально повторяющимися гофрами оказалась больше на 23,5%, чем у балки с гладкой стенкой. А для балок с горизонтальными и зигзагообразными гофрами результат получился отрицательный. В общем, наличие гофров в стенке балки увеличивает ее жесткость.

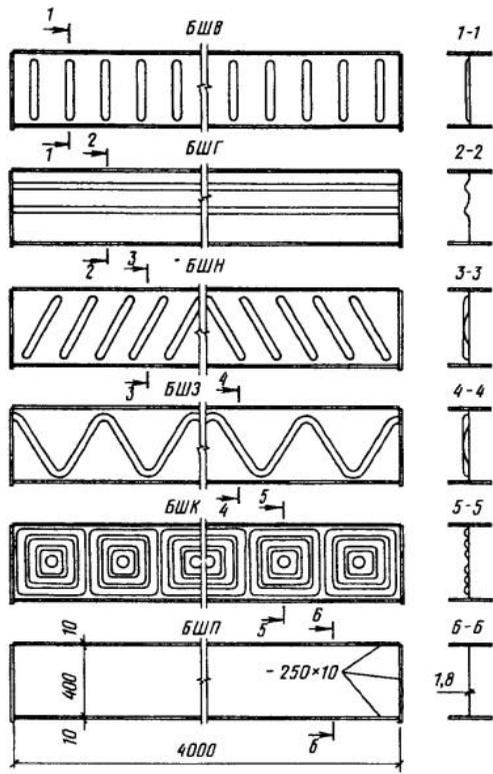


Рис. 3. Шесть двутавровых балок с различными направлениями гофр

В 1970 г. были проведены экспериментальные исследования [3] двух сварных алюминиевых балок. Высота по отношению к толщине принята в первом случае 83, а во втором - 167. Всего испытано: одна балка с плоской стенкой и пять балок с гофрированной стенкой. Основные прогибы конструкции в плоскости стенки и поясов измерялись при помощи прогибомеров Максимова, а тензодатчики сопротивления использовались для измерения относительных деформаций двух поперечных сечений.

После окончания испытания образцов балок с обычной и наклонно гофрированной стенкой было выявлено, что у балок с редким гофром прогибы на 13 % меньше, а у балок с частым гофром на 25 % больше прогибов обычной балки. Получается, что, при уменьшении шага гофра и угла наклона гофра к поясу, увеличивается деформативность балок. А

разница между прогибами балок с нисходящими и восходящими гофрами не превышает 4%. Деформативность гофрированных балок понижается за счет предварительного напряжения на 8–22%. При центральной нагрузке горизонтальные прогибы обычной балки в верхнем поясе больше, чем балок с гофрированной стенкой, а деформативность в плоскости пояса за счет предварительного напряжения не изменяется [2].

Основными выводами по данному испытанию можно считать следующее:

1. Балки не симметричного сечения с наклонными гофрами можно считать более рациональными за счет работы балок на изгиб по всей высоте.

2. Нагрузка, приложенная с эксцентриситетом в пределах высоты гофра, способна восприниматься балкой с волнистой стенкой.

3. В балках симметричного сечения с восходящими гофрами эффективно использование предварительного напряжения.

4. В сравнении с обычными и вертикально гофрированными балками оптимальной несущей способностью обладают балки с наклонными гофрами.

В 1984 г. было проведено экспериментальное исследование Кудрявцева В.А. [3], цель которого заключалась в проверке применимости теории упругости гофрированных пластин к характеристике устойчивости анизотропных пластин. Рассматривались устойчивость первого рода при сдвиге и изгибе [4], а также напряженно-деформированное состояние с учетом прогибов.

Объектом экспериментального исследования на сдвиг стали отсеки из гофрированных пластин с различными сторонами и граничными условиями. Пролет - 4 м, высота - 0,411 м [5], сталь марки Ст3пс5 (С245). Были изготовлены отсеки с гофрами трапецевидной формы в количестве 6 двутавровых балок. Опорные части отсеков были выполнены из гофрированного профиля 757х20х1,4.

Основные выводы по результатам экспериментальных исследований стали:

1. Были подтверждены теоретические исследования устойчивости гофрированных пластин с упруго защемлёнными кромками для упругой и упруго-пластической стадии работы металла.

2. Подтверждены теоретические исследования устойчивости гофрированных пластин при плоском изгибе.

3. Определено, что малое нормальное напряжение  $\sigma_y$  характеризует напряженное состояние гофрированных пластинок и дает возможность в дальнейших расчетах рассматривать только продольную работу конструкции.

В общем, исследования показали эффективность работы гофрированных пластин на общий сдвиг и изгиб.

Степаненко А.Н. в 2001 г. была выполнена работа [6], в которой обозначены испытания трех экспериментальных образцов (Ф-1, Ф-2, Ф-3) в четыре этапа [8, 7].

Основными результатами экспериментальных исследований трех образцов на поперечный и чистый изгиб стали:

1. Волнистая гофрированная стенка практически по большей части своей высоты (92...95%) не воспринимает нормальных напряжений при любом отклонении в пределах высоты гофра от оси стержня, что подтверждает исключение стенки из работы на нормальные напряжения [9].

2. Для всех испытываемых образцов разница максимальных теоретических вертикальных прогибов от полученных на натуральных испытаниях равна  $f_{т, макс} = 1,05 f_{э, макс}$ , что дает возможность определения прогиба при изгибе по формуле [10]:

$$f_{max} = f_M + f_Q = \frac{M^H \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot I_f} + \frac{M^H}{G \cdot h_w \cdot t_w \cdot k_s} \quad (1)$$

3. Даже при практическом совпадении средних результатов теоретических касательных напряжений со средними результатами натуральных испытаний, необходимо учитывать наличие экстремальных теоретических величин, которые превышают среднее теоретическое значение до 20% в средней точке высоты стенки и до 35% - в крайних точках.

В зарубежных источниках приводится немало примеров испытаний гофрированных стенок балок на сдвиг, однако большинство из них было проведено на мелкомасштабных моделях, размеры которых были меньше их натуральных величин [11, 12]. Хорошим примером натуральных испытаний можно считать испытание двух мостовых балок с гофрированной стенкой трапецевидного профиля, выполненные в 2002 и 2006 гг. Аббас Х.Х., Драйвер Р.Г., Саус Р. [13, 11]. Данные балки были запроектированы по ранее установленным критериям [14].

Испытываемые двутавровые балки с гофрированной стенкой были выполнены в масштабе 0,45 с пролетом 18 м. Нагружение было

выполнено в виде размещенных вдоль балок бетонных блоков размером 610х610х1829 мм. Вес одного блока - 1600 кг. Схема нагружения указана на рисунке 4.



Рис. 4. Схема нагружения испытываемых образцов блоками [13]

Выводы по данному исследованию были обобщены и сформулированы общими понятиями. Так, например, двутавровые балки с гофрированной стенкой обладают повышенной устойчивостью, большей усталостной долговечностью, обладают более низкой массой за счет уменьшения толщины стенки, в сравнении с обычными двутавровыми балками.

В 2007 г. Кучта К.Р. в своей работе [15], а позже в работе [16] опубликовал данные теоретических и экспериментальных исследований балки с гофрированной стенкой, где сделано предположение о том, что предельная прочность балки зависит от ширины приложения нагрузки.

Абу Хасан М.Н. в 2008 г. с коллективом авторов опубликовал свою работу [17], в которой, на основании ранее опубликованных работ [18, 19, 20, 21, 22], описываются испытания балки с гофрированной стенкой трапецевидного очертания с различной толщиной стенки. Автор приводит сравнения аналитического и экспериментального расчетов и отмечает их схожесть. При испытаниях автор отмечает, что увеличение толщины полок гофрированной балки не влияет на максимальную сдвиговую способность стенки, но использование толщины полок ниже расчетных значений уменьшает сопротивляемость стенки на изгиб.

В 2008 г. на кафедре металлических и деревянных конструкций НГАСУ Кретиным А.Н. были проведены натурные испытания 4-х образцов балок [23]. Пролет балок был ограничен размером стенда. Принципиальная схема установки и экспериментального стенда указана на рисунке 5. Определение пригрузки выполнялось динамометром ДОМС-5 пределом до 5 тс. Тензорезисторы типа КФ-5П1-10-100-Б-12 использовались для описания НДС стенок и поясов

балок в количестве 40 шт. на балку. Обработка результатов выполнялась автоматически, использовалась программа «Тензометрическая система» версия V3.0.

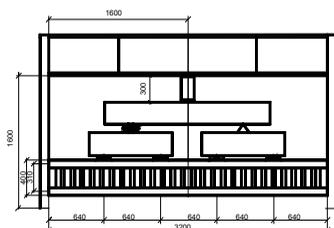


Рис. 5. Стенд для натуральных испытаний

Были сделаны основные выводы [23]:

1. Балки из оцинкованных холодногнутых профилей воспринимают значительную нагрузку.
2. Принятая конструктивная схема испытуемой модели двухступенчатой компановки сечения балки более эффективна по сравнению с аналогом одноступенчатой компановки сечения балки.
3. Для увеличения несущей способности по местной устойчивости гофрированной стенки из профилированного листа возможна установка нисходящих раскосов.
4. Тип соединения элементов балок напрямую влияет на несущую способность балки.

В том же 2008 г. только в г. Москва Рыбкин И.С. [24], исследовав особенности тонкостенных гофрированных конструкций, предложил новый комбинированный вид двутавровых конструкций с переменным гофрированием, разработал график изменения коэффициентов, которые влияют на НДС, а также предложил методику компьютерного моделирования, провел теоретическое исследование на устойчивость и анализ НДС балок традиционного и переменного гофрирования. По результатам исследований было установлено, что по металлоемкости балки переменного сечения эффективнее на 8-9%, степень работы гофрированной стенки поперек гофр не значительна, и при расчете может не учитываться. Предложена общая система рекомендаций по проектированию гофрированных конструкций.

В работе [25], Кавесди Б. и Дунай Л. 2010 г. сказано, что экспериментальные испытания балок с гофрированной стенкой трапецевидного очертания в Швеции начали проводиться в 1987 г.

коллективом ученых [26]. Было проведено шесть экспериментальных исследований. В 1988 г. было проведено также около шести испытаний балок, внимание уделялось анализу толщины стенок, длины и высоты балки [27]. Итогом работ стал анализ работы балок, их устойчивости, сравнение теоретических и экспериментальных данных. Было выявлено, что причиной ранних разрушений некоторых моделей были неточно принятые конструктивные размеры и коэффициенты масштабирования.

В 2010 г. в своей работе [28] Егоров П.И. исследовал напряженно-деформированное состояние балок и колонн с гофрированной стенкой, аналитически описал напряженное состояние гофров треугольного и трапецевидного профилей. Были предложены универсальные уравнения, определяющие усилия от действия изгибающего момента. Выведено подтверждение методики Степаненко А.Н. [29]. Численные эксперименты подтверждают использованные результаты НДС гофрированных стержней, полученные при натурных испытаниях.

Кудрявцев С.В [30] в 2011 г. в своей работе изучил работу балки с гофрированной стенкой, ослабленной круглыми отверстиями, исследовал ослабление несущей способности стенки, получил инженерные формулы, определяющие коэффициенты концентрации напряжений, а также предложил методику оценки прочности, устойчивости и жесткости данных балок.

В своей работе Мартинс А.Г. [31] аналитически и экспериментально исследовал три композитных соединения в крестообразном положении, где стенка балки выполнена из гофрированной стали синусоидального очертания, а полки выполнены из железобетона. С целью проверки опубликованных ранее работ [32, 33, 34] было решено провести полномасштабный эксперимент. Он пришел к общему выводу, что данные численных и натурных испытаний во всех работах схожи.

Аденилиа Ф.Г. Цалензани с коллективом авторов в 2013 г. опубликовал работу [35] о вращательной жесткости композитных гофрированных балок с гофрами синусоидального профиля на боковой изгиб с кручением. В целом было проведено четыре экспериментальных испытания, а теоретические испытания, проведенные при помощи программы ANSYS 9.0, исследовали шестьдесят восемь моделей. В результате были предложены формулы для определения изучаемых жесткостей.

В 2013 г. Полтораднев А.С. в своей работе [36], исследуя несущую способность и оптимизацию балок с гофрированной стенкой, подтверждает эффективность использования в балках вместо

традиционной для стальных конструкций плоской стенки гофрированную стенку. Он предложил использовать балки с гофрированной стенкой на опорах, а с плоской стенкой - в середине пролета, уменьшая при этом общую массу до 20%, по методике Я.М. Лихтарникова [37] определил заводскую себестоимость конструкций применимо к гофрированным конструкциям, при этом оценивался класс стали, гибкость стенки, высота балки, размер и форма гофр, трудоёмкость и себестоимость тонкостенных балок.

Серьезно к исследованию напряженно-деформированного состояния балок с гофрированной стенкой волнистого очертания в 1961 г. подошел Ажермачев Г.А. [38, 39], испытывая балки размером 1200 мм с поперечным сечением 4x80 мм, стенкой - 200 мм, высотой волны - 20 мм, длиной волны - 160 мм. НДС определялось методом лакового покрытия толщиной  $0,2 \div 0,3$  мм с чувствительностью  $\epsilon = (0,5 \div 2) \cdot 10^4$ , это соответствовало появлению первых трещин в стенке при напряжении  $\sigma$  равном  $10 \div 40$  МПа. Испытания проводились на изгиб, кручение и изгиб с кручением. По результатам проведенных испытаний было выявлено, что, по сравнению с плоской стенкой, гофрированная стенка обладает большей жесткостью и несущей способностью, а также сниженной металлоемкостью.

Основные выводы работы:

- стенка с гофрами начинает работать как обычная пластинка в закритической области. На несущую способность вертикальной стенки потеря устойчивости не влияет;
- целесообразно использование гофров как ребер жесткости для вертикальных стенок подкрановых балок;
- продольный гофр стенки - это упругий элемент, от соотношения длины к его высоте зависит напряженно-деформированное состояние;
- балки с волнистыми стенками найдут широкое применение в подкрановых балках, в балках мостов и главных балках мостовых кранов.

В 1976-1980 годах были проведены испытания балки на сдвиг, так, при действии касательных напряжений гофрированные стенки имеют преимущество над плоскими стенками. Было изучено напряженно-деформированное состояние 32 моделей с двумя гибкостями для десяти вариантов высоты и длины гофра, а также на моделях с плоской стенкой [40].

Основные выводы:

1. На 25% деформативность гофрированных пластинок на сдвиг больше, чем у плоских с одинаковой толщиной;

2. По высоте гофрированных стенок величина касательных напряжений не зависит ни от длины, ни от высоты гофров, и является постоянной;

3. Применение гофрированных стенок до 50% повышает несущую способность стенок на сдвиг и увеличивает область упругой работы стали элемента.

Также было проведено испытание 24 моделей со стенками, имеющими гибкость 50 и 80, загружаемых по консольной схеме, а также на ЭВМ методом конечных элементов (МКЭ), где две длины сочетались с тремя их высотами. Для определения фактических напряжений по высоте стенок располагались электротензодатчики.

Основными результатами испытаний первой части стало:

1. Работа гофрированной стенки во всех случаях на восприятие касательного напряжения  $\tau_{xy}^3$  практически одинакова по всей высоте и не зависит от параметров гофров, но параметры гофр оказывают влияние на характер распределения и восприятия нормальных напряжений  $\sigma_x^3$ .

2. Данные, полученные путем компьютерного моделирования на ЭВМ, используя МКЭ, согласовываются с величинами эксперимента с надежностью 0,99.

3. В зависимости от параметров гофр, несущая способность гофрированных стенок доходит до 55% несущей способности аналогичной по толщине плоской стенки, и при малой гибкости  $\lambda_w \leq 120$  расход металла снижается до 7%.

4. Необходимость расчета по второму предельному состоянию обусловлена величиной деформативности гофрированной стенки (до 10% больше) по отношению к деформативности плоских стенок.

Формы исчерпания несущей способности моделей определялись во второй части эксперимента, в которой испытываемые модели доводились до разрушения.

Было определено, что по длине нескольких волн теряется общая устойчивость гофрированных стенок (рис. 6), а это идентично тому, что происходит и в плоских стенках (рис. 7) при равной толщине металла.



Рис. 6. Потеря общей устойчивости гофрированной стенки [40]



Рис. 7. Потеря общей устойчивости плоской стенки такой же толщины [40]

При работе стали за пределом упругости наступала потеря местной устойчивости некоторых гофров с последующим сдвигом сжатого пояса, а также сдвигом сжатого пояса без деформации гофрированной стенки балки.

По результатам проведенных испытаний были сделаны выводы, что эффективность применения гофрированной стенки достигается в случае, когда потерей местной устойчивости стенки определяется ее несущая способность, а неэффективность - в случае определения несущей способности потерей местной устойчивости сжатого пояса.

При строительстве зданий и сооружений, в том числе большепролетных, не редко возникает необходимость пропуска различного оборудования в пределах строительной высоты балки или фермы. Так, при проектировании объектов возникла необходимость проектирования балок с гофрированной стенкой с отверстиями, имеющими различный диаметр. Но ввиду отсутствия данных о характере реальной работы гофрированных стенок балок с отверстиями, о критических напряжениях, об их устойчивости и т.д. появилась необходимость в проведении исследований балок с различными отверстиями и методами их укрепления и усиления.

Были проведены первые испытания. Результаты показали неэффективность использования неподкрепленных отверстий диаметром от  $0,25 h_w$  до  $0,5 h_w$ , так как несущая способность данных балок была очень низкая, а деформативность, наоборот, высокая.

После этого начали усиление отверстий листовой сталью и вертикальными ребрами жесткости с целью обеспечения требуемой

несущей способности и деформативности гофрированных стенок для отверстий диаметром не больше половины высоты стенки.

Для проверки результатов были проведены натурные испытания балки, ослабленной круговыми отверстиями с диаметром  $0,5 h_w$ , и пролетом 8,4 м (рис. 8 и рис. 9). Нагружение балки проводилось с помощью домкратов по схеме, соответствующей схеме фактического нагружения при эксплуатации до ее полного разрушения. Принятая гибкость стенки балки равнялась 300-400.

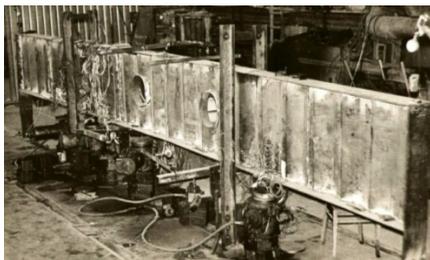


Рис. 8. Испытание балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговыми отверстиями [40]

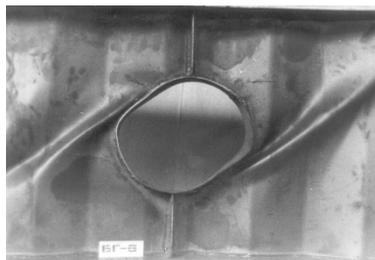


Рис. 9. Потеря устойчивости гофрированной стенки, ослабленной подкрепленным листовым сталью отверстием с вертикальными ребрами жесткости по центру отверстия [40]

Проведенные испытания дали положительные результаты, из которых можно сделать следующие выводы:

1. При использовании полуавтоматической сварки в заводских условиях достаточна односторонняя проварка гофрированной стенки толщиной 5 мм и меньше;

2. При использовании гофрированной стенки балки с гибкостью более 300 наблюдается высокая эффективность, широкий диапазон использования и высокая надежность;

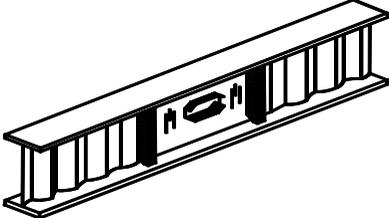
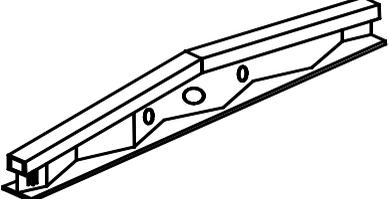
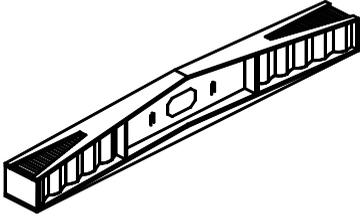
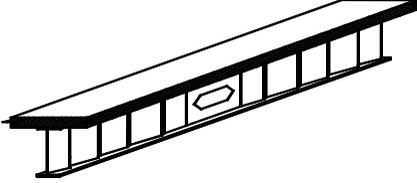
3. Соответствие полученных теоретических и экспериментальных данных и принципа работы, заложенного в методику расчёта и конструирования.

## **2. Анализ существующих конструктивных решений гофрированных балок, ослабленных отверстиями.**

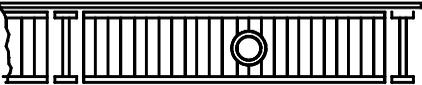
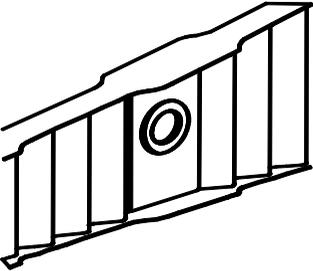
Существующие конструктивные решения с отверстиями в поперечно-гофрированной стенке приведены в таблице 1.

Таблица 1

Существующие конструктивные решения с отверстиями в поперечно-гофрированной стенке

| Эскиз балки   | Данные о модели   | Конструктивные особенности  |
|---|---|---|
| 1   | 2   | 3   |
|    | <p>Балка с переменнo гофрированной стенкой, имеющая поперечные ребра и плоский участок с центральным отверстием [41].</p>   | <p>Результатом настоящей полезной модели является снижение материалоемкости балок.</p>                                    |
|    | <p>Балка двутаврового поперечного сечения с двойной поперечно-гофрированной стенкой [42].</p>   | <p>Полезная модель может использоваться в качестве несущей конструкции.</p>   |
|    | <p>Балка трапецеидального очертания, композиционной структуры с переменнo гофрированной стенкой [43].</p>   | <p>Полезная модель может использоваться в качестве несущей конструкции с возможностью выполнения ограждающих функций.</p> |
|  | <p>Балка с переменнo гофрированной асимметричным профилем стенкой, имеющей перфорацию, и с параллельными поясами, один из которых включает в себя железобетонный настил [44].</p> | <p>Полезная модель может использоваться в качестве несущей конструкции с возможностью выполнения ограждающих функций.</p> |

Окончание таблицы 1

| 1  | 2  | 3   |
|--|--|---|
|   | <p>Стропильная балка с гофрированной стенкой с возможным устройством отверстий для пропуска коммуникаций [45].</p>                                 | <p>Конструктивное решение позволяет уменьшить количество связей в блоках, снизить массу стропильных балок, уменьшить почти в два раза высоту стропильных конструкций.</p> |
|   | <p>Подстропильная балка с гофрированными стенками с отверстиями, которые могут быть обрамлены листовой или профильной сталью [46].</p>             | <p>Конструктивное решение позволяет снизить массу подстропильных балок, строительную высоту и трудоемкость изготовления.</p>  |
|  | <p>Балка с гофрированными волнообразными стенками с отверстиями, обрамленными листовой сталью, с переменным и постоянным сечением полков [47].</p> | <p>Предложенное конструктивное решение снижает массу балок, а также позволяет на разной высоте относительно центра стенки располагать отверстия.</p>                      |

### 3. Математическое моделирование конструктивных решений двутавровых балок, ослабленных отверстиями.

Данный раздел необходим для проведения анализа имеющихся конструктивных решений, а также поиска новых, определения их свойств и особенностей.

Для решения поставленных задач планируется использование современных компьютерных программных комплексов, которые способны автоматизировать процесс создания расчетной и геометрической схемы балки с гофрированной стенкой, создавать виртуальную модель в трехмерном изображении и уменьшать риски механических ошибок, например, таких как Abaqus, MSCNastran, Ansys и других программных комплексов. Их использование сократит сроки создания компьютерной модели балки с гофрированной стенкой, ослабленной отверстиями.

Сегодня рынок систем автоматизированного проектирования (САПР) может предложить широкий выбор мощных программных комплексов, имеющих функции геометрического моделирования и анализа результатов расчета. При этом не все программы способны менять линейную зависимость.

Лучшим решением для решения задач механики твердого тела методом численных алгоритмов является метод конечных элементов (МКЭ). Большинство проведенных теоретических и практических исследований с применением МКЭ обосновывают и подтверждают эффективность и правильность полученных результатов.

Именно поэтому при дальнейшем анализе напряженно-деформированного состояния (НДС) принятых конструкций балок с гофрированной стенкой, ослабленных круглыми отверстиями, будет принят МКЭ.

#### **4. Проведение испытания экспериментальных моделей.**

После разработки плана проведения эксперимента следует определить место его проведения. Лаборатория КазГАСА, обладающая необходимыми стендами (рис. 10), технологическим оборудованием, будет подходящим местом для проведения испытания.



Рис. 10 Стенды для лабораторных испытаний балок и ферм

Основной целью данного раздела является проверка и анализ теоретических данных, выводов и результатов, полученных при проведении компьютерного моделирования, методом натуральных испытаний моделей усовершенствованных металлических балок с гофрированной стенкой, ослабленных технологическими отверстиями, после подтверждения эффективности принятых конструктивных решений. Эксперимент может быть рандомизированным, однофакторным или многофакторным.

### **Библиографический список**

1. Нежданов К.К. Повышение долговечности стальных подкрановых балок // Промышленное строительство. 1987. №1. С.43–45.
2. Беляев В.Ф. Об оптимальной ориентации закрытых гофров в стенке стальной двутавровой балки // Промышленное строительство. 1990. №10. С.20–21.
3. Кудрявцев В.А. Предельные состояния гофрированных пластин в конструкциях пролетных строений цельнометаллических транспортных галерей: дис...канд. техн. наук. – Ленинград: 1984. 167 с.
4. Корноухов Н.В. Прочность и устойчивость стержневых систем. Упругие рамы, фермы и комбинированные системы. М.: Госстройиздат, 1949. 376 с.
5. Кудрявцев В.А., Москалева В.Г. Экспериментальное исследование устойчивости пространственных коробчатых элементов с горизонтально-гофрированными стенками при действии преобладающего сдвига // В кн: Статика и динамика сложных строительных конструкций: Межвуз. темат. сб. тр. Л.: ЛИСИ, 1982. С. 92-94.
6. Степаненко А.Н. Прочность и устойчивость конструкций из двутавра с волнистой стенкой: дис...д-ра техн. наук. Хабаровск: 2001. 234 с.
7. Степаненко А.Н. Исследование работы металлических балок с тонкими гофрированными стенками при статическом нагружении: дис... канд. техн. наук: 05.23.01. Свердловск, 1972. 151 с.
8. Степаненко А.Н. Испытание алюминиевых балок с гофрированной стенкой // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. 1970. № 1. С. 31.
9. Горнов В.Н. Новые тонкостенные конструкции // Проект и стандарт. 1937. №3. С. 25-28.

10. Короткин Я.И., Постнов В.А., Сиверс Н.Л. Строительная механика корабля и теория упругости. Том 1. Л.: Судостроение, 1968. 423 с.
11. Abbas H.H., B.G. Kim, Sause R. Unconventional high performance steel bridge girder systems. Advanced Technology for Large Structural Systems (ATLSS) Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, USA, 2006, pp. 8.
12. Abbas H.H. Analysis and design of corrugated web I- girders for bridges using high performance steel: Ph.D. dissertation / H.H. Abbas; Lehigh University. Bethlehem, USA, 2003. – 425 p.
13. Abbas H.H., Sause, R., Driver, R.G. 2002. Shear strength and stability of high performance steel corrugated web girders. Proc. 2002 Annual Stability Conference, Seattle, Washington, 24-27 April 2002, pp. 361-387.
14. Elgaaly M., Hamilton, R.W., Seshadri, A. Shear strength of beams with corrugated webs // ASCEJournalofStructuralEngineering, 1996, 122(4), pp. 390-398.
15. Kuchta K.R. Design of corrugated webs under patch load // Advanced Steel Construction, Vol. 3, No. 4, 2007, pp. 737-751.
16. Kuchta K.R. Wavy Corrugated Web Stiffness Influence on Plate Girders Flange Local Stability. // CracowUniversityofTechnology, Poland, 2010, pp. 205-210.
17. Abu Hassan M.H., Al-Mattarneh H.M.A., Ibrahim A., Abdul Hamid H., Mohammed B.S. Effect of Web and Flange Thickness of Profiled Web Girder using LUSAS // International conference on construction and building technology, 2008, C- (45), pp. 515–528.
18. Chan, C.L., Khalid, Y.A., Sahari, B.B. and Hamouda, A.M.S. Finite element analysis of corrugated web beams under bending // Journal of Construction Steel Research, Vol. 58, 2002, pp. 1391 – 1406.
19. Khalid, Y.A. Bending strength of corrugated web beams // ASEAN Journal on Science Technology for Development, Vol. 20, 2003, Issue 2, pp. 177 – 186.
20. Abdul Hamid H., Ibrahim A., Abu Hassan M.H. Intermediately stiffened webbed welded plate girder // Proceeding 7th International Conference on Steel and Space Structures, Singapore, October 2002, pp. 267 – 274.
21. Abdul Hamid H., Ibrahim A., Abu Hassan M.H. Plate girder under shear load // Proceeding of the 5th Asia-Pacific Structural Engineering Conference, JohoreBahru, Malaysia, August 2003, pp. 451 – 466.

22. Abdul Hamid H., Ibrahim A., Abu Hassan M.H. Buckling of singly and doubly-webbed corrugated web girders under shear loading // Technical Post Graduat.

23. Кретинин А.Н. Тонкостенные балки из гнутых оцинкованных профилей: составных поясов коробчатого сечения и гофрированных стенок: дис...канд. техн. наук. Новосибирск: 2008. 139 с.

24. Рыбкин И.С. Совершенствование конструктивных решений, методов моделирования и расчета гофрированных элементов: дис...канд. техн. наук. Москва, 2008. 195 с.

25. Kovesdi B., Dunai L. Determination of the patch loading resistance of girders with corrugated webs using nonlinear finite element analysis // Computers and Structures 89, 2011, pp. 2010-2019.

26. Leiva-Aravena L., Edlund B. Buckling of trapezoidally corrugated webs // ECCS Colloquium on Stability of Plates and Shells. Belgium: Ghent University, 1987, pp. 107-116.

27. Kahonen A. Zur Einleitung von Einzellasten in I-Trager mit trapezformig profilierten Stegen // Stahlbau, 1988. 57(8). 250 p.

28. Егоров П.В. Исследование напряженно-деформируемого состояния стальных балок и колонн из двутавра с тонкой гофрированной стенкой: дис...канд. техн. наук. Хабаровск. 2010. 217 с.

29. Степаненко А.Н. Стальные двутавровые стержни с волнистой стенкой. Хабаровск: Изд: Хабаровского государственного технического университета, 2001. 175 с.

30. Кудрявцев С.В. Несущая способность балок с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием: автореферат дис...канд. техн. наук. Екатеринбург: УрФУ, 2011. 22 с.

31. Martins A.G., Fakury R.H., Pimenta R.J., Queiroz G., Rodrigues F.C. Moment resistance of composite steel and concrete connection in sinusoidal-web girders // Journal of Constructional Steel Research (76), 2012, pp. 112-120.

32. Martins AG. Study of the behavior of composite girders with sinusoidal-web. Ph.D. Thesis. Federal University of Minas Gerais, Brazil, 2008 (in Portuguese). Website: <http://www.pos.dees.ufmg.br/teses/25.pdf>.

33. Calenzani AFG. Procedure to determine the rotational stiffness of composite beams with sinusoidal-web profiles. Ph.D. Thesis. Federal University of Minas Gerais, Brazil, 2008 (in Portuguese). Website: <http://www.pos.dees.ufmg.br/teses/17.pdf>.

34. Pimenta RJ, Diniz SMC, Queiroz G, Fakury RH, Martins AG, Rodrigues FC. Reliability based design recommendations for composite corrugated-web beams // ProbabEngMech (18), 2012, pp. 185-193.

35. Adenilcia F.G. Calenzani, Ricardo H. Fakury and others Rotational stiffness of continuous composite beams with sinusoidal-web profiles for lateral-torsional buckling // *Journal of Constructional Steel Research* (79), 2012, pp. 22–33.
36. Полтораднев А.С. Несущая способность и оптимизация стальных тонкостенных балок: дис...канд. техн. наук. Москва, 2013. 216 с.
37. Лихтарников Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.
38. Аржемачев Г.А. Балки с волнистыми стенками // *Промышленное строительство*. №4. 1963. С. 54–56.
39. Аржемачев Г.А. Исследование сварных стальных балок с волнистыми стенками. Автореферат дис...канд. техн. наук. Новосибирск. НИСИ. 1969. 16 с.
40. Максимов Ю.С., Остриков Г.М., Ибрагимов Н.Э. Строительные гофрированные конструкции. 2016. 128 с.
41. Патент 91583. Россия. Балка с переменногофрированной стенкой/ Рыбкин И. С. Опубликовано 20.02.2010.
42. Патент 111172. Россия. Металлическая балка с мультигофрированной стенкой / Рыбкин И. С. Опубликовано 10.12.2011.
43. Патент 2409728. Россия. Балка композиционной структуры с гофрированными элементами / Рыбкин И. С. Опубликовано 10.01.2011.
44. Патент 2492301. Россия. Балка с гофрированной асимметричным профилем стенкой / Рыбкин И. С. Опубликовано 10.09.2013.
45. Патент 1086090. СССР. Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий / Остриков Г.М., Максимов Ю.С. Опубликовано 10.02.1982 г.
46. Патент 1388526. СССР. Стропильные и подстропильные балки с гофрированной стенкой / Максимов Ю.С., Остриков Г.М., Опубликовано 15.04.1986 г. Бюл.№14
47. Patent US 2004/0262914. Corrugated web hole reinforcement / David S. Nansen., Paul S.Gregg, R.Matsen, Pub.date 30.12.2004

# ВЕРТИКАЛЬНЫЕ КОЛЕБАНИЯ ФУНДАМЕНТА ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ В НЕОДНОРОДНЫХ ГРУНТАХ

Гафраже Г., магистрант

Захиди М.З., магистрант

Черныш А.С., канд. техн. наук, проф.

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Решения задач о колебании фундамента на весоном многослойном основании при динамических нагрузках показывает, что учет весоности основания и упруго-вязких свойств грунтов основания оказывают существенное влияние на амплитуду и частоту колебания фундамента, а также на накопление остаточных осадок фундамента [1].

При колебании фундамента на грунтовой весоном многослойном основании возникают реактивные и инерционные силы. Эти силы могут оказывать существенное влияние на характер колебания фундамента [2], в т.ч. на амплитуду и частоту колебания, исключают возможность резонанса и способствуют накоплению остаточных осадок и кренов фундамента.

Модели основания с малым числом степеней свободы строятся на основе минимизации разницы между импульсной переходной (ИПФ) или передаточной (ПФ) функциями дискретной модели и имеющимися ИПФ или ПФ, полученными при рассмотрении более сложных моделей основания или при экспериментальных исследованиях [5]. При определении параметров дискретной модели учитывается, что передаточную функцию  $Z$  для произвольной модели основания при поворотных, сдвиговых и вертикальных колебаниях можно представить в виде:

$$z_{rot} = \frac{8 Ga^3}{3 \cdot (1 - \nu)} \cdot (K_{rot} + i\omega_0 b_{rot}) \quad (1)$$

$$z_h = \frac{2 Ga}{2 - \nu} \cdot (K_h + i\omega_0 b_h) \quad (2)$$

$$z_v = \frac{4 Ga}{1 - \nu} \cdot (K_v + i\omega_0 b_v), \quad (3)$$

где индексами  $rot$ ,  $h$  и  $v$  отмечены значения  $z$ , относящиеся соответственно к поворотным, горизонтальным и вертикальным

колебаниям;  $\omega_0 = \frac{\omega a}{v_2}$  – безразмерная частота ( $\omega$  – частота колебаний,  $a$  – радиус круга равновеликого фундаменту,  $v_2$  – скорость волн сдвига в основании);  $\nu$  – коэффициент Пуассона. Функции  $K_i$  и  $b_i$  зависят от  $\omega_0$  и других параметров основания и фундамента, его формы, параметров неоднородности и прочих.

Задача о колебании на упруго-инерционном однородном основании рассмотрена в [3, 4], в т.ч. по приближенным схемам расчета, в которых принимается, что динамическая нагрузка передается: только на несущий призматический столб грунта; на несущий массив в виде конечного (трапецеидального) массива и на полупространство. Известна также приближенная схема расчета, когда инерционность основания учитывается путем присоединения массы грунта активной зоны к массе фундамента. Все эти схемы расчета приводят к уменьшению амплитуд колебаний и исключают резонанс.

В настоящей работе предлагается приближенная схема расчета колебания мелкого заглубленного фундамента на весоном многослойном основании с учетом упруго-вязких свойств грунтов по различным величинам жесткостей и рассеяния энергии. Грунтовое основание представляется в виде весоных слоев конечной толщины, соединенных между собой упругими или упруго-вязкими элементами. В этом случае каждый слой с массой  $m$  будет колебаться самостоятельно, и, следовательно, получится система с многочисленными степенями свободы, равной количеству слоев (рис. 1).

Первый метод, предложенный в [1], о колебании заглубленного фундамента.

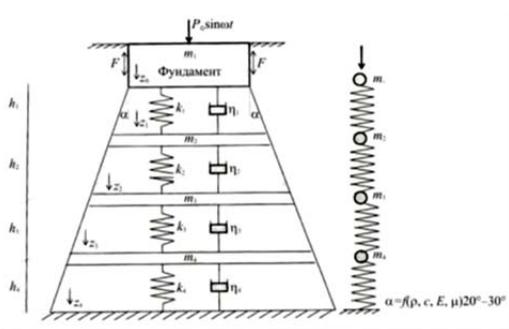


Рис. 1. Расчетная схема колебания заглубленного фундамента на многослойном основании

Для математического описания колебания такой системы потребуется определение коэффициентов жесткости каждого слоя  $k_i$ , их массы  $m_i$ , средних значений статической нагрузки  $p_i$  и угла распределения статической нагрузки  $\gamma$ . Последний в первом приближении можно определить исходя из коэффициента затухания напряжений  $\alpha$  ( $m(z)$ ,  $l/b$ ) под фундаментом на центральной оси  $z$  по табл. [4] в зависимости от формы фундамента в плане (прямоугольник, квадрат, круг).

Существует зависимость между углом распределения  $\gamma$  и коэффициентом затухания напряжений  $\alpha$  ( $2z/b$ ,  $l/b$ ) в виде

$$tg\gamma = \frac{b(l-a)}{2az_a} \quad (4)$$

где  $b$  и  $l$  – ширина и длина прямоугольного фундамента соответственно;  $z_a$  – нижняя граница сжимаемой толщи основания, определяемая из условия  $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ .

Имея значение  $\gamma$ , можно определить размеры  $i$ -го слоя в плане, т.е.  $b_i = b_l + 2\sum h_i \cdot tg\gamma$ , где  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя. Значения  $p_i$  и  $k_i$  можно определить по формулам

$$p_i = p_0 \left( \frac{b_l}{b_i} \right); \quad (5)$$

$$k_i = \frac{p_i}{s_i}; \quad (6)$$

$$s_i = \frac{p_i \beta_i h_i}{E_i}; \quad (7)$$

где  $E_i$  – модуль линейной деформации  $i$ -го слоя;  $s_i$  – осадка  $i$ -го слоя;

$$\beta_i = 1 - \frac{2\nu_i^2}{1-\nu_i} \approx 0,8; \quad (8)$$

где  $\nu_i$  – коэффициент Пуассона  $i$ -го слоя.

Рассмотрим простейший случай. Представим схему расчета системы фундамент – весоное основание с тремя степенями свободы, полагая, что фундамент массой  $m_1$  взаимодействует с весоным двухслойным основанием массой  $m_2$  и  $m_3$ , центр тяжести которых находится на одной третьей высоты слоев  $h_1$  и  $h_2$  (рис. 2).

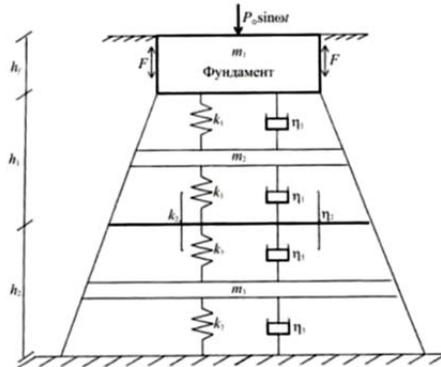


Рис. 2. Схема расчета колебания системы фундамент – весоное основание с тремя степенями свободы

В этом случае имеет место только вертикальное перемещение фундамента, и если в первом приближении не учитывать поглощения энергии, то дифференциальное уравнение вынужденных колебаний такой системы можно представить в виде

$$\begin{aligned}
 m_1 \ddot{z}_1 + k_1(z_1 - z_2) + \eta_1(\dot{z}_1 - \dot{z}_2) + F \sin(\dot{z}_1 - \dot{z}_2) &= P_0 \sin \omega t ; \\
 m_2 \ddot{z}_2 + k_2(z_2 - z_3) - k_1(z_1 - z_2) + \eta_2(\dot{z}_2 - \dot{z}_3) - \eta_1(\dot{z}_1 - \dot{z}_2) &= 0 ; \\
 m_3 \ddot{z}_3 + k_3 z_3 - k_2(z_2 - z_3) + \eta_3 \dot{z}_3 - \eta_2(\dot{z}_2 - \dot{z}_3) &= 0 ;
 \end{aligned}$$

где  $z_1, z_2, z_3$  – вертикальные перемещения фундамента и центров тяжести первого и второго слоев основания соответственно;  $m_1, m_2, m_3$  – массы фундамента, первого и второго слоев грунтового основания соответственно;  $k_i$  – коэффициенты жесткости основания, причем

$$\frac{1}{k_2} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_3} ; \quad \eta_i - \text{коэффициенты вязкого сопротивления грунтов,}$$

причем 
$$\frac{1}{\eta_2} = \frac{1}{\eta_1} + \frac{1}{\eta_3} .$$

Решение уравнения (6) может быть получено численным методом с помощью программного комплекса MathCAD.

Второй метод, предложенный в [6], о колебании мелкого заглубленного фундамента.

$$b_1 = \pi a^2 \rho_0 c_1 ; k_1 = 2 \pi a \rho_0 c_1 = \mu a \frac{2 \pi}{q^2} ; \quad (10)$$

$$m_2 = \frac{\pi^2}{D} \rho_0 a^3 = \frac{\pi^2}{\beta^2 H} \rho_0 a^3; \quad (11)$$

$$k_2 = \frac{\pi^2}{D} a \mu; b_2 = \frac{2\pi^2}{\beta H} a^2 \rho_0 c_2; \quad (12)$$

где  $a$  – радиус штампа;  $\rho_0$  – плотность материала полупространства;  $c_2 = \sqrt{\frac{\mu}{\rho_0}}$  – скорость упругих поперечных волн;  $c_1 = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}$  – скорость продольных волн в полупространстве;  $\nu$  – коэффициент Пуассона,  $\mu$  – модуль сдвига в грунте. Значения констант даны в табл. 8.1 [2].

$$q = \frac{c_2}{c_1} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}; \quad (13)$$

Верхняя часть системы (рис. 3) – невесомая пластина, пружина с жесткостью  $k_1$  и демпфер  $b_1$  моделируют эффект, создаваемый продольными волнами. Параметры  $k_1$  и  $b_1$  зависят от радиуса штампа, плотности материала полупространства и скорости продольных волн и не зависят от коэффициента Пуассона и скорости потраченных волн. Нижняя часть системы соответствует вкладу, вносимому в динамическое поведение штампа поперечными и релеевскими волнами. Параметры  $m_2$ ,  $b_2$ ,  $k_2$  также зависят от размеров штампа и плотности среды, но в отличие от параметров верхней системы зависят от  $\nu$  и  $c_2$  и не зависят от скорости продольных волн. Тем самым в модели разделено влияние продольных волн и поперечных, а также релеевских волн на движение штампа. Продольные волны создают сопротивление движущемуся штампу (фундаменту), зависящее от его перемещения и скорости. Поперечные и релеевские волны создают также и сопротивление, которое зависит от ускорения движения штампа, что нашло свое отражение в появлении массы  $m_2$ . При  $\nu \rightarrow \infty$ , что соответствует  $c_1 \rightarrow \infty$ , коэффициенты  $k_1$  и  $b_1$  стремятся к бесконечности, и рассматриваемая модель вырождается в систему с одной степенью свободы, имеющую параметры  $m_2$ ,  $b_2$  и  $k_2$ .

Тем самым в указанном диапазоне  $\nu$  штамп, лежащий на полупространстве, может быть заменен параллельно соединенными пружиной и демпфером, параметры которых следующие:

$$k = \frac{4\mu a}{1-\nu}; b = \pi a^2 \rho_0 c_1 \gamma^{-1} = \frac{4a^2 \rho_0 c_2}{\gamma_2(1-\nu)}. \quad (14)$$

Значения  $\gamma_1, \gamma_2$  в зависимости от коэффициента Пуассона даны в табл. 8.2. [2].

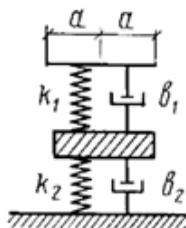


Рис. 3. Динамическое влияние основания на колебания невесомой пластины

#### *Выводы.*

1. Проанализированы расчетные модели многослойного основания для количественной оценки колебаний фундамента с грунтовым основанием.

2. Подготовлено теоретическое обоснование для расчета фундаментов в сейсмически опасных районах на разномодульном основании.

#### **Библиографический список**

1. Тер-Мартirosян З.Г., Джаро Мохаммед Назим Колебания заглубленного массивного фундамента на многослойном весомом основании // Вестник МГСУ. 2012. № 4. С. 116—120.

2. Вознесенский Е.А. Динамическая неустойчивость грунтов. М.: Эдиториал, 1999. 264 с.

3. Красников Н.Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. Л.: Стройиздат, 1970. 239 с.

4. Механика грунтов. Основания и фундаменты / С.Б. Ухов и др. 2007. 561 с.

5. Докторова А.О. Развитие методов учета взаимодействия фундамента с основанием для оценки сейсмостойкости сооружений: дис...канд. техн. наук. Санкт-Петербург, 2002.

6. Ильичев В.А. Динамическое взаимодействие сооружений с основанием и передача колебаний через грунт (промышленная сейсмика) // Динамический расчет сооружений на специальные воздействия: Справочник проектировщика. М.: Стройиздат, 1981, С. 114-128.

7. Черныш А.С. К вопросу оценки устойчивости откосов, сложенных просадочными грунтами при динамических воздействиях и увлажнении // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2015. №6. С.122-124.

8. Черныш А.С. Специфические свойства просадочных грунтов: монография. Белгород: БГТУ им. В.Г. Шухова, 2015. 132 с.

## **АСПЕКТЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ПК ANSYS 18.2**

**Есипов С.М., ассистент**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

**Меркулов С.И., д-р техн. наук, проф.**

*Курский государственный университет, г. Курск, Россия*

Программный комплекс *ANSYS* представляет собой многофункциональную систему конечно-элементного моделирования и анализа расчетов, состоящую из модулей статического и динамического расчета, гидрогазодинамики, электростатики и пр. Для моделирования строительных конструкций, в т.ч. в нелинейной постановке задачи, применяется модуль *Workbench – StaticStructural*. Модуль состоит из 6 разделов, 3 из которых являются модулями ввода исходных данных (*EngineeringData, Geometry, Model*), остальные 3 – модулями решателя (*Setup, Solution, Results*). В статье рассмотрено моделирование однопролетной балки в версии программы 18.2, которая на момент написания статьи является наиболее актуальной.

Целью данной статьи является разбор некоторых аспектов моделирования и расчета изгибаемой ж/б конструкции с анализом их влияния на корректность и точность получаемых результатов. Анализ проводился на основе сравнения данных программы с результатами экспериментальных исследований [1].

Для расчета был применен неявный решатель дифференциальных уравнений. Поиск решения нелинейной задачи производился итерационным методом касательных с автоматической оптимизацией шага. Контроль сходимости для нагрузки был задан в размере 2%.

В *ANSYS* была смоделирована балка расчетным пролетом 1200 мм, размерами поперечного сечения 150(h)x100мм (см. рис. 1). Бетон был задан классом по прочности В20, арматура продольная – Ø8А400,

поперечная –  $\varnothing 6A400$ . Распределительные пластины – из стали С255 толщиной 10 мм. Нагружение велось двумя сосредоточенными силами (рис. 2) ступенчато с шагом 2,46 кН вплоть до разрушения. Опорное закрепление справа – неподвижный шарнир, слева – подвижный шарнир.

Проведя ряд численных экспериментов с варьируемыми параметрами и сравнив полученные данные с экспериментальными, а также с полученными согласно СП 63-13330-2012, была сделана выборка наиболее влиятельных факторов:

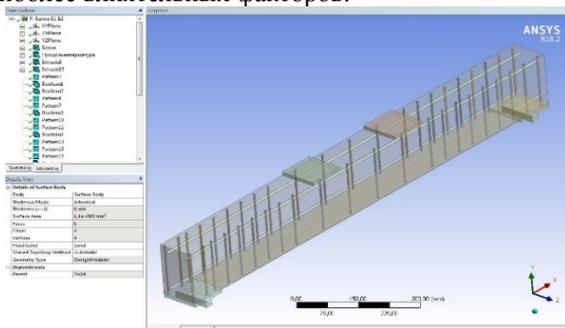


Рис. 1. Общий вид модели балки

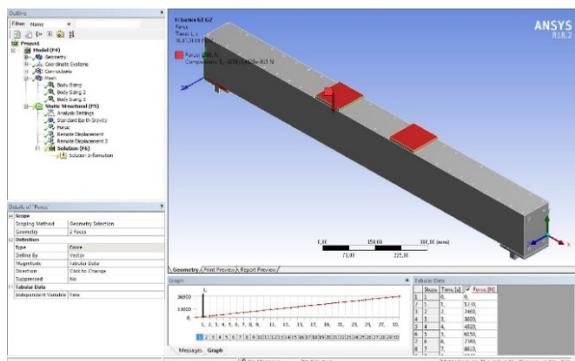


Рис. 2. Схема приложения нагрузки на балку

**1. Задание законов деформирования материалов.** Применение стандартной библиотеки материалов *ANSYS - EngineeringData Sources* вместо задания фактических диаграмм наиболее сильно влияет на точность получаемых результатов. Это касается и применения мультлинейной диаграммы Прандтля для бетона

(*MultilinearAnisotropicHardening*) вместо задания прочностей в разделе *OrthotropicStressLimits*, и билинейной диаграммы для арматуры (*BilinearIsotropicHardening*) с площадкой текучести вместо настроек *TensileandCompressiveYieldStrength*. Задание условий «по умолчанию» приводит к серьезному завышению прочности и жесткости элемента.

**2. Задание граничных условий контактных поверхностей.** В разделе *Model – Outline – Project – Connection – Contacts – ContactRegion (1,2,3...)* – *Definition – Type* необходимо задать тип взаимодействия поверхностей твердых тел (*Solid*) или оболочек (*SurfaceBody*). Условие по умолчанию – *Bonded*, то есть полное объединение линейных и угловых перемещений без разделения КЭ и проскальзывания. В случае контакта бетона и продольной арматуры условие не всегда соответствует истине (особенно при проверке трещиностойкости), поэтому рекомендуется задавать условие *Frictional* с *FrictionCoefficient = 0.7*.

**3. Выбор типов конечных элементов.** Осуществляется путем введения командных строк в пункт *Geometry – Solid (Surface) – Commands (APDL)*: «*ET,matid,min конечного элемента*». По умолчанию ANSYS присваивает всем твердым телам тип КЭ *SOLID65*, оболочкам – *SHELL181*. Это не совсем корректно моделирует взаимодействие КЭ, количество степеней свободы в узле и количество узлов КЭ. КЭ *SOLID65* обладает лишь 4-мя узлами и непригоден для моделирования сетки в виде любых фигур, кроме тетраэдров. Задание КЭ армирования в этом типе также некорректно, т.к. решатель рассматривает распределение касательных напряжений по толщине стержня, что приводит к недостижению предела текучести в плоских сечениях. Для работы в нелинейной постановке задачи рекомендуется сменить тип КЭ с помощью командной строки на соответствующие значения: для бетона – *SOLID185 (16-узловой)*, для армирования – *LINK180*. Это позволяет перейти к более сложной сетке гексаэдров либо икосаэдров, позволить корректную передачу усилий и деформаций между узлами бетона и арматуры, избавиться от накопления ошибок для стержневых элементов [2].

**4. Разбиение сетки конечных элементов.** Генератор сетки КЭ (*Mesh*) при настройках по умолчанию зачастую некорректно выбирает метод построения и размер КЭ. Это приводит к искажению матрицы жесткости и накоплению ошибок в итерациях, которые заставляют решатель выключить из рассмотрения некоторые типы КЭ при количестве ошибок свыше 10% от количества КЭ. Во избежание этого следует задавать контролируемые условия разбиения: *Mesh –*

*MeshControl – Sizing* и *Mesh – MeshControl – Method*. В выбранных разделах устанавливаем наиболее подходящие к типу КЭ размеры и форму (рис. 3). Не рекомендуется принимать размер КЭ для каждого тела меньше минимального размера тела, т.е. не должно быть направления, в котором тело имеет только один КЭ. При назначении метода разбиения следует учитывать тип КЭ и не назначать для тел метод, количество граней и узлов которого не совпадает с типом КЭ, например, гексаэдр (8 узлов) для КЭ *SOLID65* (4 узла). Это не приведет к фатальной ошибке, но точность решения пострадает. Для стержневых КЭ данное правило не соблюдается.

**5. Задание граничных условий опорных поверхностей.** В *ANSYS* реализовано 3 стандартных способа реализации опорных закреплений: *FixedSupport* (фиксированная заделка), *Displacement* (ограничение линейных перемещений), *RemoteDisplacement* (ограничение линейных и угловых перемещений). Нередки случаи, когда для удобства и быстроты расчета проектировщики применяют *FixedSupport*, забывая, что это приводит к появлению локальных защемлений в местах их установки. Степень защемления прямо пропорциональна погонной жесткости конструкции на опоре [3]. Такая заделка вызывает перераспределение усилий, появление местных крутящих моментов, и при анализе максимальных главных напряжений – скачки изополей в местах установки заделок. Зачастую, это мешает анализу результатов и увеличивает их погрешность. Рекомендуется вместо этого налагать на выбранные опорные узлы запреты перемещений через *RemoteDisplacement*, для чего достаточно обнулить соответствующие строчки ( $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ ,  $U_x$ ,  $U_y$ ,  $U_z$ ). Этот способ является наиболее корректным.

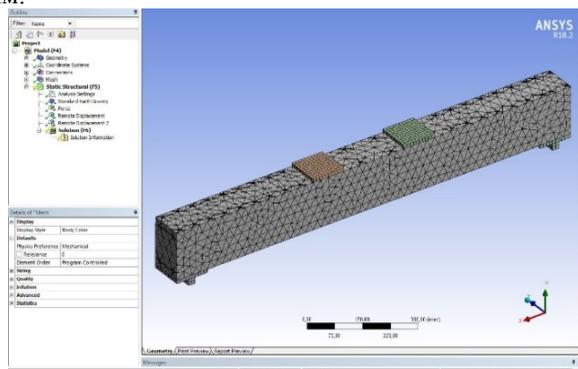


Рис. 3. Сетка конечных элементов балки (тетраэдрическая)

Для наглядности сравнения результатов численного эксперимента с варьируемыми параметрами приведены таблицы 1 и 2. Результаты сравнения полученных данных численного эксперимента с данными натурального эксперимента приведены в таблице 1. Результаты сравнения полученных данных численного эксперимента с данными расчета по методике СП 63-13330-2012 приведены в таблице 2.

Таблица 1

**Величины отклонений результатов численного эксперимента в ПК ANSYS от данных, полученных в результате натуральных испытаний**

|   |   | Критерий анализа             |                             |                       |                       |
|---|---|------------------------------|-----------------------------|-----------------------|-----------------------|
|   |   | Прочность нормальных сечений | Прочность наклонных сечений | Максимальный прогиб   | Время расчета         |
| Факторы моделирования и расчета, выполненные не в соответствии с рекомендациями | Задание законов деформирования материалов         | До +200%                     | +35...+40%                  | До -150%              | -30...-90%            |
|   | Задание граничных условий контактных поверхностей | До +30%                      | Практически не влияет       | Практически не влияет | -20%                  |
|   | Выбор типов конечных элементов                    | -50...+50%                   | -20...+25%                  | Практически не влияет | -10...+10%            |
|   | Разбиение сетки конечных элементов                | Практически не влияет        | Практически не влияет       | -15%                  | До +100%              |
|   | Задание граничных условий опорных поверхностей    | -10%...-20%                  | Не более $\pm 5\%$          | +10...+30%            | Практически не влияет |

Примечание. Величины отклонений в таблице 1 даны со знаком «+», если при несоблюдении фактора значение критерия увеличивается (из запаса прочности), со знаком «-», если значение критерия уменьшается (в запас прочности).

Таблица 2

**Величины отклонений результатов численного эксперимента в ПК ANSYS от данных, полученных в результате расчета по методике нормативных документов**

|   |   | Критерий анализа             |                             |                       |                       |
|---|---|------------------------------|-----------------------------|-----------------------|-----------------------|
|   |   | Прочность нормальных сечений | Прочность наклонных сечений | Максимальный прогиб   | Время расчета         |
| Факторы моделирования и расчета, выполненные не в соответствии с рекомендациями | Задание законов деформирования материалов         | До +250%                     | +50...+100%                 | До -150%              | -30...-90%            |
|   | Задание граничных условий контактных поверхностей | До +40%                      | Практически не влияет       | Практически не влияет | -20%                  |
|   | Выбор типов конечных элементов                    | -50...+50%                   | -20...+25%                  | Практически не влияет | -10...+10%            |
|   | Разбиение сетки конечных элементов                | Не более $\pm 5\%$           | Не более $\pm 5\%$          | Практически не влияет | До +100%              |
|   | Задание граничных условий опорных поверхностей    | -10%...-20%                  | Не более $\pm 5\%$          | +10...+20%            | Практически не влияет |

Примечание. Величины отклонений в таблице 2 даны со знаком «+», если при несоблюдении фактора значение критерия увеличивается (из запаса прочности), со знаком «-», если значение критерия уменьшается (в запас прочности).

### Библиографический список

1. Меркулов С.И., Есипов С.М. Увеличение несущей способности железобетонных изгибаемых конструкций усилением внешним армированием композитным материалом // БСТ: Бюллетень строительной техники. 2018. № 2 (1002). С. 56-57.

2. Смоляго Г.А., Корсунов Н.И., Крючков А.А., Луценко А.Н. Деформативность стержневых железобетонных изгибаемых элементов // Промышленное и гражданское строительство. 2007. № 8. С. 38-39.

3. Меркулов С.И., Татаренков А.И., Стародубцев В.Г. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений // БСТ: Бюллетень строительной техники. 2017. № 4 (992). С. 41-43.

## **ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА НЕМЕТАЛЛИЧЕСКОЙ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ И СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ С МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ АРМАТУРОЙ**

**Жданов А.Е., канд. техн. наук, доц.**

**Захиди М.З., магистрант**

**Гафраже Г., магистрант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Бетонные конструкции, армированные металлическими стержнями, в ходе длительной эксплуатации подвергаются влиянию разных внутренних и наружных факторов, их долговечность напрямую связана с долговечностью стальной арматуры, появилась идея получения бетонных конструкций, армированных неметаллической арматурой, которая заинтересовала многих ученых. Возможность применения стеклокомпозитной арматуры для армирования бетонных конструкций в первый раз была сформулирована советским ученым А.К. Буровым в 1941 г., она привлекла огромное внимание со стороны советских и зарубежных исследователей. Использование композитной арматуры в бетонных конструкциях схоже с особенностями конструирования железобетонных элементов [1, 2].

Армирование бетонных конструкций композитной арматурой выполняется наружным, внутренним и комбинированным, представляющим собой сочетание наружного и внутреннего армирования. Неметаллическая композитная арматура состоит из волокна и связующего. По типу непрерывного волокна арматура подразделяется на: стеклопластиковую (АСК), базальтопластиковую (АБК), арамидопластиковую (ААК) и углепластиковую (АУК), комбинированную композитную (АКК). Чаще в практике используется арматура со стеклянными и базальтовыми волокнами, в связи с низкой

стоимостью сырья и прочностными характеристикам волокон. Стеклопластиковое и базальтовое волокно для композитной арматуры изготавливается непрерывным методом. Толщина начального волокна находится в диапазоне 2...100 мкм в зависимости от скорости вытяжки волокна [1]. С целью последующей обработки, волокно собирают в жгуты разной толщины. В настоящее время технологии позволяют получить стержни диаметром от 2,5 до 32 мм.

Многочисленные свойства стеклопластиковой и базальтопластиковой арматуры лучше, чем у металлического стержня, но есть и недостатки. Сравним их основные характеристики. Плотность металлического стержня составляет  $7,85 \text{ г/см}^3$ , а у изучаемой композитной -  $1,9 \text{ г/см}^3$ , что примерно 4 раза меньше. Неметаллическая арматура имеет высокую стойкость к щелочной среде бетона, что повышает срок работы бетонных конструкций в 2-3 раза по сравнению с металлической арматурой. Композитная арматура не теряет своих свойств при сверхнизких температурах. Стержни неметаллической композитной арматуры на основе стеклянных и базальтовых волокон по сравнению с металлической арматурой обладают большей прочностью на растяжение, но существенно меньшим модулем упругости.

Также недостатками композитной арматуры являются отсутствие пластических деформаций при растяжении и малая прочность при сжатии. Сравнение некоторых физико-механических свойств композитной и металлической арматуры приведены в табл. 1.

*Таблица 1*

**Характеристики композитной и металлической арматуры**

| Характеристики                              | Металлическая арматура класса А-III (А400С) ГОСТ 5781-82 | Неметаллическая арматура (АСК – стеклопластиковая, АБК – базальтопластиковая) |
|---|--|---|
| 1   | 2  | 3   |
| Материал                                    | Сталь 35ГС, 25Г2С и др.                                  | АСК-стеклянные волокна диаметром 13-16 микрон, связанные полимером            |
|   |  | АБК - базальтовые волокна диаметром 10-16 микрон, связанные полимером         |
| Временное сопротивление при растяжении, МПа | 360  | 1200 - для АСК  |
|   |  | 1300 - для АБК  |

Окончание таблицы 1

| 1  | 2  | 3  |
|--|--|--|
| Модуль упругости, МПа  | 20000  | 55000 - для АСК  |
|  |  | 71000 - для АБК  |
| Относительное удлинение, %   | 25   | 2,2 - для АСК и АБК  |
| Характер поведения под нагрузкой (зависимость "напряжение-деформация") | Кривая линия с площадкой текучести под нагрузкой | Прямая линия с упруголинейной зависимостью под нагрузкой до разрушения                       |
| Коэффициент линейного расширения $\alpha_x \cdot 10^{-5}/C$            | 13-15  | 9-12   |
| Плотность, т/м <sup>3</sup>  | 7  | 1,9  |
| Коррозионная стойкость к агрессивным средам                            | Корродирует с выделением продуктов ржавчины      | Нержавеющий материал первой группы химической стойкости, в том числе к щелочной среде бетона |
| Теплопроводность   | Теплопроводна                                    | Нетеплопроводна  |
| Электропроводность   | Электропроводна                                  | Неэлектропроводна - диэлектрик   |
| Выпускаемые профили  | 6-80   | 3,5-12 в перспективе до 20   |
| Длина  | Стержни длиной 6-12 м                            | Любая длина по требованию заказчика  |
| Экологичность  | Экологична                                       | Имеется санитарно-эпидемиологическое заключение, не выделяет вредных и токсичных веществ     |

Воздействие сжатия на неметаллическую композитную арматуру подробнее рассмотрено в работе [7], исследование описывает, что деформативность образцов при сжатии снижается с повышением высоты образцов, равно как возрастает и значение временного сопротивления, арматура не имеет площадки текучести, обладает меньшим значением временного сопротивления, большим значением деформативности. АСК и АБК имеют среднее значение временного

сопротивления на сжатие - 271,5 и 240,1 МПа [7] соответственно, деформативность композитной арматуры при испытаниях на сжатие оценивается как 1,28...8,39 и 2,0...7,77 %, в зависимости от вида образцов. Прочность бетонных элементов, армированных композитными стержнями, зависит от характеристик бетона, арматуры и сцепления арматуры с бетоном. Прочность сцепления определяется уровнем силы трения в зоне заделки арматуры в бетоне. Сведения по испытанию на выдергивание базальтопластиковой арматуры из бетона позволяют судить о высокой степени ее сцепления с бетоном, и в то же время о высоких показателях прочности на растяжение [8-10]. Согласно исследованию выявлено, что прочность сечения бетонных балок с базальтопластиковым стержнем (в зависимости от диаметра стержней) выше прочности балок с металлической арматурой. На всех испытаниях установлено, что более эффективно в бетоне работает внешняя оболочка арматуры. Для полной реализации прочностных свойств композитной арматуры рекомендуется ее использовать в высокопрочных бетонах класса В40 и выше. Поскольку в этом случае характер разрушения бетона при выдергивании композитных стержней аналогичен стальной арматуре с периодическим профилем, то возможно использовать методики, применяемые для расчета анкеровки стальной арматуры периодического профиля.

Выводы:

1. Среди неметаллической композитной арматуры наиболее широко используются стержни из стеклянных и базальтовых волокон, по физико-механическим свойствам стеклокомпозитные стержни незначительно ниже базальтокомпозитных и обладают более низкой стоимостью. Для получения экономического эффекта внутреннее армирование бетонных конструкций целесообразно выполнять из стеклокомпозитной арматуры.

2. Прочность стеклянных волокон определяется по нескольким факторам: в процессе формования стеклянных волокон на поверхности возникают микротрещины, в которые проникают жидкости, в связи с этим снижается прочность волокон, чем тоньше стеклянное волокно, тем меньше размер микротрещин; с увеличением длины волокна число опасных дефектов на данном участке возрастает, что и приводит к снижению его прочности.

3. Диаметр стеклянных волокон не влияет на значение модуля упругости и зависимость «напряжение-деформация».

4. В связи с низкими деформативно-прочностными характеристиками стеклопластиковой арматуры в сжатии в зарубежных нормах не рекомендуется использовать ее в сжатых элементах.

5. Стеклопластиковая арматура по прочности на растяжение и коррозионной стойкости лучше классической металлической арматуры, но имеет и недостатки, среди основных - низкий модуль упругости. Отсюда, при применении стеклопластиковой арматуры в изгибаемых бетонных элементах необходимо предусматривать специальные мероприятия для повышения их трещиностойкости и деформативности.

### **Библиографический список**

1. Фролов Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1980. 104 с.

2. Салия Г.Ш., Шагин А.Л. Бетонные конструкции с неметаллическим армированием. М.: Стройиздат, 1990. 144с.

3. ГОСТ 31938-2012 Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия.

4. Степанова В.Ф., Степанов А.Ю., Жирков Е.П. Арматура композитная полимерная. М., 2013. 200 с.

5. Cao, Qi, "Behavior of Externally Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Shrinkage-Compensating Concrete Beams." PhDDiss., University of Tennessee, 2011.

6. Кустикова Ю.О. Напряженно-деформированное состояние сцепление базальтопластиковой арматуры с бетоном: дисс...канд. техн. наук. Москва, 2014. 184 с.

7. Лапшинов А.Е. Исследование работы СПА и БПА на сжатие // Вестник МГСУ. 2014. № 1. С. 52-57.

8. Кустикова Ю.О. Исследование свойств базальтопластиковой арматуры и ее сцепления с бетоном [Электронный ресурс]// Строительство: наука и образование. 2014. № 1. Ст. 1. Режим доступа: <http://www.nso-journal.ru> (дата обращения: 06.05.2015).

9. Кустикова Ю.О., Римшин В.И. Напряженно-деформированное состояние базальтопластиковой арматуры в железобетонных конструкциях // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 6. С. 6-9.

10. Кустикова Ю.О., Римшин В.И., Шубин Л.И. Практические рекомендации и технико-экономическое обоснование применения композитной арматуры в железобетонных конструкциях зданий и сооружений // Жилищное строительство. 2014. № 7. С. 14-18.

## РАСЧЕТ БАЛОК ПЕРЕМЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ

**Жданов А.Е., канд. техн. наук, доц.**

**Ищук Я.Л., аспирант**

**Чердниченко А.П., магистрант**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В целях обеспечения нормальной эксплуатации строительных элементов производят расчет по первой группе предельных состояний – по несущей способности и по второй – по деформативности.

Во избежание появления опасных для конструкций перемещений и обеспечения условий эксплуатации, наибольший прогиб  $y_{max} = f$  не должен превышать предельно допустимого, устанавливаемого строительными нормами или технологическими требованиями, т.е. должно выполняться условие жесткости.

$$f \leq [f]$$

На прогибы изгибаемых конструкций существенное значение оказывает жесткость элементов, определяемая как  $EJ$  для упругих систем, например стальных, или  $B=M/\chi$  (здесь  $\chi$  – кривизна в сечении) для работающих нелинейно, например железобетонных.

В таких конструкциях с ростом нагрузки бетон начинает работать нелинейно, а поскольку уровень напряженно-деформированного состояния по длине будет переменным, то жесткость по длине будет изменяться (в том числе и за счет возможного трещинообразования), что приводит к усложнению расчета.

В существующих методах строительной механики при определении прогибов балок описание изогнутой оси изгибаемых элементов производится уравнением второго порядка, и поскольку кривизна определяется как производная второго порядка, то кривизна, а, следовательно, и жесткость будет описываться константой, что обуславливает невозможность учета изменения параметров жесткости по длине. Для получения решения в этом случае, балку разбивают на участки и считают жесткость постоянной в пределах каждого участка.

При решении реальных задач в этом случае приходится сталкиваться с большим объемом вычислительных работ, поэтому от точного решения зачастую отказываются, а во многих случаях точное решение вообще невозможно, т.к. граничные условия или условия на контуре просто не выражены в аналитической форме. Поэтому, как

правило, при решении практических задач приходится прибегать к приближенным методам решения: интегралы Мора, метод конечных элементов. В настоящее время наибольшее распространение получил метод конечных элементов.

Существующие подходы, представляющие ступенчатое описание жесткости по длине, по всей видимости, могут привести в отдельных случаях к значительным погрешностям, поэтому корректный учет жесткостных параметров актуален.

Более уточненного подхода в решении подобных задач требует закон 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

С целью более точного учета нелинейной работы материала (бетона), на наш взгляд предстает перспективным осуществить решение балок переменной жесткости, используя уравнение изогнутой оси, как минимум 3-й степени, предложенное В.Я. Бачинским [1]. Кроме этого в качестве нагрузочного параметра целесообразно использовать угол поворота в сечении или кривизну (например, на опоре), что позволит уйти от неоднозначности в случае учета закритической области работы (в предаварийных и аварийных ситуациях).

В этом случае балку, как и в существующих методах, разобьем на участки (рис. 1).

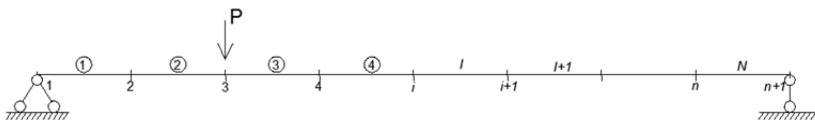


Рис. 1. Схема разбиения балки на участки

Для каждого  $i$ -го участка (рис. 2) используем следующие уравнения прогибов, углов поворота и кривизн:

$$y = a_1 + a_2 \cdot x + a_3 \cdot x^2 + a_4 \cdot x^3;$$

$$\varphi = a_2 + 2a_3 \cdot x + 3a_4 \cdot x^2;$$

$$\chi = 2a_3 + 6a_4 \cdot x.$$

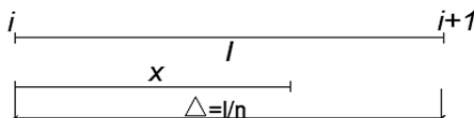


Рис. 2. Схема  $i$ -го участка

Данные уравнения мы можем записать следующим образом:

$$y = \sum_{l=1}^4 a_l \cdot x^{l-1}; \quad (1)$$

$$y' = \varphi = \sum_{l=2}^4 (l-1)a_l \cdot x^{l-2}; \quad (2)$$

$$y'' = \chi = \sum_{l=3}^4 (l-1)(l-2)a_l \cdot x^{l-3}. \quad (3)$$

В результате получим уравнения, описывающие поведение участка балки с переменной жесткостью, где  $y$  – величина прогиба оси балки в точке с координатой  $x$ , отсчитываемой от начала каждого участка;  $\varphi$  – угол поворота в той же точке;  $\chi$  – кривизна;  $a$  – коэффициенты, определяемые по методу начальных параметров.

Рассмотрим участок I (см. рис. 1). Из уравнений (1)...(3) при  $x=0$ , получим:  $a_1 = y_i$ ;  $a_2 = \varphi_i$ ;  $a_3 = \chi_i \div 2$ .

При  $x=\Delta$  с учетом найденных коэффициентов  $a_l$ , уравнение (3)

будет иметь вид:  $y_{i+1}'' = \chi_{i+1} - \chi_i + 6a_4\Delta$ , откуда  $a_4 = \frac{2\chi_1 + \chi_2}{6} \Delta^2$ .

С учетом сказанного для точки (I+1) – участок I, будем иметь:

$$y_2 = y_1 + \varphi_1 \cdot \Delta + \frac{2\chi_1 + \chi_2}{6} \Delta^2;$$

$$\varphi_2 = \varphi_1 + \frac{2\chi_1 + \chi_2}{2} \Delta.$$

Для точки 3 – участок 2, получим:

$$y_3 = y_1 + 2\varphi_1 \cdot \Delta + \frac{5\chi_1 + 6\chi_2 + \chi_3}{6} \cdot \Delta^2;$$

$$\varphi_3 = \varphi_1 + \frac{\chi_1 + 2\chi_2 + \chi_3}{2} \cdot \Delta.$$

Производя аналогичные преобразования для последующих точек, нетрудно заметить, что:

$$y_i = y_1 + (i-1) \frac{l}{n} \varphi_1 + \frac{l^2}{6n^2} \left[ (3i-4)\chi_1 + \chi_i + 6 \sum_{j=2}^n (i-j)\chi_j \right];$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{l}{n} \sum_{j=2}^n \frac{\chi_j + \chi_{j-1}}{2}; \quad (4)$$

$$y_{n+1} = y_1 + l \cdot \varphi_1 + \frac{l^2}{6n^2} \left[ (3n-1)\chi_1 + \chi_{n+1} + 6 \sum_{j=2}^n (n+1-j)\chi_j \right]. \quad (5)$$

Зная граничные условия балки, например, для балки с шарнирными опорами, нагруженной сосредоточенной силой посередине пролета (см. рис. 1) имеем:

$$y_1 = y_{n+1} = 0; \quad \chi_1 = \chi_{n+1} = 0$$

Тогда с учетом граничных условий уравнение (5) примет вид:

$$0 = l \cdot \varphi_1 + \frac{l^2}{6n^2} \sum_{j=2}^n (n+1-j) \cdot \chi_j. \quad (6)$$

Откуда, учитывая что  $B_j = M_j / \alpha_i$ , получим:

$$\chi_j = \frac{M_j}{B_j} = \frac{P \cdot l}{n^2 \cdot B_j} \cdot F$$

Для балки (см. рис. 1) значение  $M_j$  можно представить в виде:

$$M_j = \frac{P \cdot l}{n^2} \cdot F.$$

Значение  $F$  определяется по следующим формулам (здесь  $i_p$  – номер сечения приложения нагрузки  $P$ ):

$$j \leq i_p, \quad F = (j-1)(n+1-i_p);$$

$$j \geq i_p, \quad F = (n+1-j)(i_p-1).$$

С учетом последнего уравнение (6) примет вид:

$$\varphi_1 \cdot l = -\frac{l^2}{n^2} \sum_{j=2}^n (n+1-j) \frac{Pl}{n^2 \cdot B_j} \cdot F.$$

Откуда, например, при  $B_j = \text{const} = B$

$$\varphi_1 \cdot l = -\frac{pl^3}{n^4 \cdot B} \sum_{j=2}^n (n+1-j) \cdot F;$$

$$\varphi_1 = -\frac{pl^4}{4^4 \cdot B} = -\frac{pl^4}{16B}. \quad (7)$$

Последнее соответствует известному из курса сопротивления материалов значению  $\varphi = \frac{pl^2}{16EI}$ .

С целью реализовать деформационный подход при решении задачи определения прогибов балки, из уравнения (7) определим значение величины нагрузки  $P$  при заданном в качестве нагрузочного параметра значении.

$$P = -\frac{16B\varphi_1}{l^2}$$

Затем, зная величину нагрузки  $P$ , используя уравнение (4) определим  $y_i$  в середине пролета (в рассмотренном случае при разбиении балки на четыре участка –  $y_3$ ):

$$y_3 = 2\frac{l}{n} \cdot \frac{Pl^2}{16B} + \frac{l^2}{6n^2} \left[ (3 \cdot 3 - 4) \cdot 0 + \frac{Pl}{4B} + 6(3 - 2) \frac{Pl}{8B} \right];$$

$$y_3 = -\frac{Pl^3}{8n \cdot B} + \frac{Pl^3}{6n^2 \cdot B}.$$

В результате преобразований получим:

$$y_3 = -\frac{Pl^3}{32 \cdot B} + \frac{Pl^3}{96 \cdot B} = -\frac{2Pl^3}{96B} = -\frac{Pl^3}{48B}.$$

Последнее также соответствует упругим решениям сопротивления материалов.

В случае расчета балок переменной жесткости расчет осуществляется в соответствии с изложенным с заменой значений  $B$  на значения  $B_j$ .

### Библиографический список

1. Бачинский В.Я. Методические рекомендации по определению параметров диаграммы « $\sigma$ - $\epsilon$ » бетона при кратковременном сжатии / В.Я. Бачинский, А.Н. Бамбура, С.С. Ватагин. Киев: НИИСК Госстроя СССР, 1985. 16 с.

## **ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЕДИНОЙ СРЕДЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА (ИНФОРМАЦИОННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ) НА ПРИМЕРЕ ТИПОВОГО ПРОЕКТА СЕРИИ 291-8-19С.87**

**Зобова А.Г., магистрант**

**Крючков А.А., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Главной особенностью проектирования строительных конструкций является необходимость в процессе работы проводить их прочностные расчеты. Методика и технология таких расчетов, с одной стороны, хорошо известны, с другой стороны, постоянно совершенствуются, но неизменным остается лежащий в их основе метод конечных элементов (FEM или по-русски МКЭ). Все необходимые расчеты строительных конструкций осуществляются в специальных расчетных программах. Этих программ довольно много, и они создавались в разное время, так что их список представляет практически весь спектр соответствия (чаще несоответствия) этих программ технологии BIM.

Однако именно с этими расчетными программами приходится иметь дело при нынешнем начале массового внедрения в проектирование информационного моделирования зданий [1].

Концепция BIM для конструктора-расчетчика наиболее полно реализуется в связке Autodesk Revit и Robot Structural Analysis Professional, поскольку именно в этом случае есть двусторонняя связь между расчетами и документацией [2], опыт применения этих программ позволит выпускать проектную документацию, без применения сторонних продуктов.

Обзор литературы показал, что использование метода конечных элементов (далее МКЭ) при расчете строительных конструкций широко представлен в научных публикациях [3, 4].

Сравнительный анализ расчетов программ освещен редко. К примеру, был представлен сравнительный анализ расчетных программ ЛИРА-САПР ПК и ПВК SCAD Office [5].

Более близкой стала работа [6], целью которой являлось сравнить результаты расчета осадок по СНиП между программами ПВК SCAD Office и Robot Structural Analysis Professional. Авторы получают погрешность в пределах 20-25%. Вследствие трудности правильного моделирования поведения грунта результат был назван приемлемым.

Похожую задачу по связке Revit Structure с Autodesk Robot Structural Analysis решает автор [7] сопоставляя результаты расчета конструкций с ручным расчетом, с помощью ПК Scad Office и Robot Structural Analysis. Результаты показали, что при равных начальных условиях расхождения результатов для различных конструкций, по словам автора, в пределах допустимых (<5%).

Исходя из этого, можно сделать вывод, что работа на единой платформе, в данном случае Autodesk, полностью соответствует технологии BIM. Проектировщик может напрямую передавать аналитическую модель из Revit Structure в Robot Structural Analysis (рис. 1). Работая в этой связке, пользователь может задавать нагрузки как в Revit Structure, так и уже после передачи в Robot Structural Analysis.

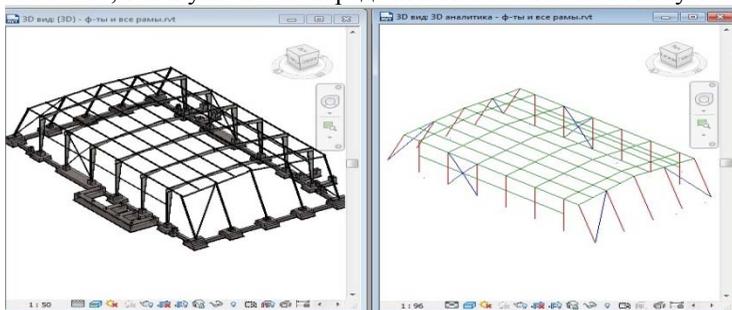


Рис. 1. Физическая и аналитическая модель несущих конструкций в Revit Structure

В связи с изложенными предпосылками, рассмотрим вариант реализации связки Revit-Robot на примере типового проекта спортивно-оздоровительного корпуса серии 291-8-19с.87. В качестве расчетной схемы взята аналитическая модель основного каркаса без входных групп (рис. 2).

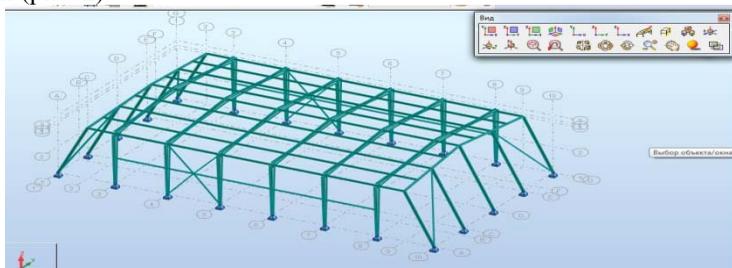


Рис. 2. Расчетная схема спортивно-оздоровительного корпуса в Robot Structural Analysis Professional 2017

Сечения были приняты в соответствии с проектом (табл. 1). Марки металла были актуализированы в соответствии с [8, табл. 51 б], что отмечено в примечаниях ведомости элементов (табл. 1). Проектные нагрузки были скорректированы и актуализированы в соответствии с настоящими нормами [9] для района строительства – г. Белгород (табл. 2). Данные преобразования применимы, если предполагается новое строительство на основании проекта прошлых лет.

Таблица 1

**Ведомость элементов**

| Марка   | Сечение |      |               | Гр. констр. | Марка металла               | Прим.        |
|---------|---------|------|---------------|-------------|-----------------------------|--------------|
|         | Эскиз   | Поз. | Состав        |             |                             |              |
| P-320-V |         | 1    | I55B2         | 2           | ВСт3пс6-1<br>ТУ14-1-3023-80 | С245<br>[10] |
|         |         | 2    | I50B2         |             |                             |              |
| СФ-1    | I       |      | I26B1         | 4           | 09Г2С-6<br>ГОСТ 19281-73    | С345<br>[10] |
| С1      | □       |      | Гн. □80x4     | 4           | ВСт3кп2<br>ГОСТ 380-71      | С235<br>[10] |
| С2      | □       |      | Гн.<br>□100x4 |             |                             |              |
| P1      | □       |      | Гн.<br>□160x5 |             |                             |              |
| Pc2     | □       |      | Гн.<br>□100x4 |             |                             |              |
| П1      | [       |      | [22           | 4           | ВСт3пс6-1<br>ТУ14-1-3023-80 | С245<br>[10] |

Таблица 2

**Сбор нагрузок на покрытие**

| Наименование  | Нормативная нагрузка, кПа | Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$ | Расчетная нагрузка, кПа |
|---|---------------------------|--|-------------------------|
| Собственный вес покрытия из сэндвич-панелей с утеплителем высокоэффективных минераловатных плит IZOVOL $\delta=200$ мм. | 0,35                      | -  | 0,41                    |
| Снеговая нагрузка по [9]  | 1,13                      | 1,4  | 1,58                    |
| Расчетная технологическая нагрузка  | 1 кН                      | 1,2  | 1,2 кН                  |
| Ветровая нагрузка по [9] с наветренной стороны  | 0,156                     | 1,4  | 0,22                    |
| Ветровая нагрузка по [9] с подветренной стороны   | 0,0975                    | 1,4  | 0,14                    |

Статический расчет производится по общепринятому алгоритму для всех расчетных комплексов с заданием загрузений, типа для каждого конечного элемента (назначить коэффициент расчетной длины, параметры устойчивости при изгибе предельные перемещения, коэффициенты условий работы, расположение поперечных ребер жесткости и т.д.), уточнением сечения (задание жесткости), создание сочетаний и т.п. После нахождения усилий переходим к проектированию стальных конструкций. Расчет ведется в соответствии с [11].

На стадии проверки несущей способности элементов возможно три варианта расчетов: проверка отдельных элементов; проверка групп; проектирование групп с возможной оптимизацией по различным критериям (вес и различные ограничения по геометрии сечений).

Рассмотрим наиболее емкий третий вариант. В этом случае программа не только проверяет сечения, но и подбирает их, а если оптимизировать процесс подбора по весу, то программа предложит наиболее оптимальный вариант. Таким образом, можно оценить, насколько материал использовался и с учетом этого задать такие условия, чтобы не было перерасхода материала (табл. 3).

Таблица 3

**Оптимизация по весу основных элементов каркаса**

| Стержень | Группа | Значения до оптимизации |                                       | Значения после оптимизации |                           |
|----------|--------|-------------------------|---------------------------------------|----------------------------|---------------------------|
|          |        | Сечение                 | Коэффициент использования по 1 гр. ПС | Сечение                    | Коэффициент использования |
| 9        | КМ     | I55B2                   | 0,62                                  | I50B1                      | 1,00                      |
| 39       | Бм-1   | I55B2                   | 0,66                                  | I50B1                      | 0,85                      |
| 44       | Бм-2   | I50B2                   | 0,59                                  | I45B2                      | 0,97                      |
| 54       | П1     | [22                     | 0,59                                  | [18                        | 0,90                      |
| 109      | СФ-1   | I26B1                   | 0,81                                  | I26B1                      | 0,70                      |
| 130      | С1     | Гн.□80x4                | 0,57                                  | Гн.□50x4                   | 0,87                      |
| 118      | С2     | Гн.□100x4               | 0,16                                  | Гн.□80x2,5                 | 0,39                      |
| 101      | Р1     | Гн.□160x5               | 0,80                                  | Гн.□140x5                  | 0,95                      |
| 14       | Рс2    | Гн.□100x4               | 0,58                                  | Гн.□100x3                  | 0,81                      |

Из результатов видно, что программа оптимизирует с наименьшим запасом, то есть материал при работе конструкции будет использоваться максимально.

После проведения всех необходимых расчетов модель из Robot Structural Analysis можно передавать в AutoCAD Structural Detailing для детальной проработки узлов и создания чертежей, либо вернуть обратно

в Revit Structure для дальнейшей доработки и корректировки чертежей, придания проекту презентабельного вида.

Итак, Robot предоставляет в распоряжение проектировщика полный набор инструментов для расчетов и анализа конструкций зданий любого размера и сложности, а благодаря связи между Revit Structure и Robot Structural Analysis Professional обеспечивается обмен данными и доведение проектов до логического завершения. Это повышает качество совместной работы специалистов и еще раз подчеркивает ценность технологии информационного моделирования зданий для проектировщиков строительных конструкций [12].

### **Библиографический список**

1. Морозов А., Талапов В. Технология BIM: что можно считать по модели, созданной в Revit. Часть 2 [Электронный ресурс] / А. Морозов, В. Талапов // URL: [isicad.ru](http://isicad.ru). 2012. Режим доступа: [http://isicad.ru/ru/articles.php?article\\_num=15546](http://isicad.ru/ru/articles.php?article_num=15546).

2. Гилемханов Р. Опыт применения связки Autodesk Revit и Robot Structural Analysis professional при первом пилотном проекте // САПР и графика. 2015. № 7 (225). С. 78-80.

3. Юрченко В.В. SCAD Office. Реализация СНиП в проектирующих программах. М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2014. 656 с.

4. Карпиловский В.С., Криксунов З.З., Маляренко А.А., Микитаренко М.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++. М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2014. 808 с.

5. Иоскевич А.В., Савченко А.В. Сравнение ПВК SCAD Office и Лира-САПР на примере расчёта башни связи // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. №10 (25). С. 7-21.

6. Степанов А.С., Мельников В.А. Сравнение расчетов по СНиП 2.02.01-87 и по результатам применения специализированных программ // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. №7 (22). С. 9-23.

7. Гилемханов Р.А. Опыт применения Autodesk Revit и Robot Structural Analysis Professional // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. №11 (38). С. 79-95.

8. СНиП П-23-81\* Стальные конструкции (с изменениями, с поправкой) Госстрой России. М.: ФГУП ЦПП, 2005.

9. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* М. Минстрой России. 2016.

10. ГОСТ 27772-2015 Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия - М.: Стандартинформ, 2016.

11. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* (с изменением N 1) М.: Минрегион России, 2011.

12. Симонов С.С., Срибняк Н.Н. Применение связки программ Revit Structure и Robot Structure Analysis при проектировании зданий из монолитного железобетона [Электронный ресурс]. URL: <http://repo.sau.sumy.ua/bitstream/123456789/2704/1/Симонов%20С.%20С.%20Применение%20связки%20программ.pdf> (дата обращения: 27.09.2017).

## **ПОВЫШЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БУРОНАБИВНОЙ СВАИ В ПРОСАДОЧНОМ ГРУНТЕ**

**Кочерженко В.В., канд. техн. наук, проф.**

**Лукьянов А.И., аспирант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Необходимость возведения свайных фундаментов на просадочных грунтах обуславливает разработку различных мероприятий, связанных со снижением влияния негативных процессов, происходящих в основаниях.

Одной из причин ухудшения условий работы свайных фундаментов в просадочных грунтах является развитие так называемого отрицательного трения по боковой поверхности сваи, на что свыше пятидесяти лет назад впервые обратил внимание К. Терцаги (M. Buisson и др. 1960). Пласты просадочного околосвайного грунта, под действием нагрузки и замачивания оседают и дополнительно пригружают боковую поверхность сваи силами отрицательно направленного трения. Это приводит к увеличению нагрузки на острие сваи и появлению неучтенных, а иногда значительных осадок здания или сооружения [1].

При устройстве свайных фундаментов в просадочных грунтах для снижения негативного трения по телу сваи, преимущественно в толстых просадочных слоях, и для повышения несущей способности необходимо выполнить обязательную прорезку просадочного слоя с заглублением острия сваи в непросадочный, более плотный и прочный слой.

Следует отметить, что в большинстве случаев используют фундаменты из забивных свай. Преимуществом фундаментов из забивных свай является контроль качества при изготовлении и большой парк сваебойных установок.

Однако, забивные сваи часто недопогружаются до проектной отметки, в связи с тем, что просадочные грунты чаще всего маловлажные (от твердой до тугопластичной консистенции в естественных условиях), а, следовательно, обладают большим сопротивлением погружению свай, что приводит к существенным потерям железобетона, а также к снижению надежности свайного основания. Также забивные сваи не допускается применять вблизи существующих зданий и сооружений, в которых могут появиться недопустимые деформации элементов строительных конструкций или оборудования при забивке свай.

В последние годы для зданий и сооружений на просадочных грунтах используют фундаменты из набивных свай.

Существуют различные способы изготовления набивных свай.

Наиболее распространенный способ изготовления скважин – бурение.

Буровая техника, имеющаяся в большом количестве, позволяет изготавливать скважины диаметром от 0,4 до 2,0 м и длиной до 50 м. Данная технология проходки скважин хорошо отработана. В среднем на проходку одного погонного метра скважины затрачивается от двух до пяти минут, в зависимости от характеристик грунта и оборудования.

Так, по данным экспериментов удельная несущая способность буронабивных свай длиной до десяти метров снижается в среднем в 2 – 3 раза при водонасыщении макропористых просадочных грунтов.

Уплотнение грунта в забое скважины или втрамбовывание «жесткого материала» в забой скважины является одним из способов увеличения несущей способности буронабивных свай.

Перспективным направлением при устройстве набивных свай является их изготовление различными способами, позволяющими уплотнять окружающие массивы грунта в процессе изготовления скважин, в результате чего грунт становится непросадочным.

Такой результат получается при устройстве скважин с использованием взрыва. Однако, данный способ не получил распространения в практике строительства в виду того, что производство работ с использованием взрывчатого вещества требует наличие специализированных организаций и соответствующего разрешения.

Уплотнение окружающего грунта может быть достигнуто при устройстве набивных свай в выштампованном ложе, иногда называемых «штампо-набивные», применение которых позволяет резко сократить расход бетона и арматуры. Однако, использование инвентарного забивного снаряда (лидера) длиной до 6,0 м, погружаемого с помощью сваебойных установок, для выштампования приводит к наличию таких же недостатков, что и при устройстве свайных фундаментов из забивных свай. Кроме того, после изготовления скважины требуется значительное по величине выдергивающее усилие (от 500 до 1500 кН) для извлечения снаряда. Учитывая данное обстоятельство, а также то, что работа свай в выштампованном ложе недостаточно изучена, эти сваи не получили широкого применения в массовом строительстве.

Дальнейший поиск методов устройства набивных свай в уплотненном грунте привел к разработке метода изготовления скважин пробивкой ударным снарядом, который вместе с навесным оборудованием подвешивается к стреле крана-экскаватора. Свободно падающий рабочий орган, используемый для изготовления скважины обеспечивает наименьшие затраты энергии по сравнению с использованием инвентарного забивного лидера. При устройстве набивных свай способом пробивки скважин создается уплотненная зона по боковой и лобовой поверхностям свай, в результате несущая способность набивных свай приближается к забивным сваям. Устройство уплотненного уширения в забое скважины при втрамбовывании тощего бетона, щебня или крупного песка позволяет еще больше увеличить несущую способность свай.

Простота изготовления необходимого оборудования, его эксплуатационная надежность и технологичность производства работ позволяет широко использовать этот метод в строительстве. В технической литературе имеющиеся сведения об использовании набивных свай при устройстве фундаментов при наличии просадочных грунтов в основании указывают на эффективность изготовления набивных свай в пробитых скважинах. По данным СибЗНИИЭП, применение вместо забивных свай фундаментов из коротких набивных свай в пробитых скважинах в грунтовых условиях I типа по просадочности при возведении нулевого цикла промышленного здания позволило снизить стоимость на 59%, трудоемкость - на 57%, расход стали - на 83%. Однако по данному методу нет точной методики расчета набивных свай в пробитых скважинах. Также нет возможности применения в просадочных грунтах II типа, т.к. из-за недостаточного уплотнения грунта остаются силы негативного трения.

Еще одним из способов устранения негативного влияния сил отрицательного трения является замена просадочного слоя непросадочным. Применение данного способа оправдано лишь при небольших объемах просадочного грунта и при верхнем залегании просадочного слоя.

Одним из организационно-технологических способов повышения несущей способности грунта путем снижения сил негативного трения на свайный фундамент является предварительная пригрузка (Vjertum и др., 1969). Пробные стальные трубчатые тензосваи с периметром поперечного сечения 1,57 м, одна из которых имела уширенный нижний конец, были погружены до скального основания через мощную толщу водонасыщенных грунтов, перекрытую старой насыпью. Возраст насыпи к моменту проведения опытов превышал 60 лет, но осадки все еще продолжались. Эффективность предварительной пригрузки из результатов полевых опытов оказалась незначительная.

Уплотнение просадочных лессовых грунтов предварительным замачиванием основывается на учете способности при их замачивании самоуплотняться под действием собственного веса грунта. Вследствие этого предварительное замачивание обеспечивает уплотнение просадочных грунтов только в пределах нижней толщи, а верхние слои остаются неуплотненными. Поэтому данный метод недостаточно эффективный. Более эффективным является комбинированный метод с одновременным использованием замачивания и уплотнения тяжелыми трамбовками.

Использование тяжелых трамбовок приводит к применению кранового оборудования.

Различные конструктивные меры по снижению неблагоприятного влияния оседающего грунта на работу набивной сваи достаточно сложны и сравнительно дороги. Поэтому они используются, прежде всего, в тех случаях, когда ожидаемое развитие отрицательного трения значительно.

Эффект электроосмоса для снижения сил негативного трения, как показали результаты полевых экспериментов (M. Vozozuk, A. Labrecque, 1969; Vjertum и др., 1969), оказался незначительным.

Один из наиболее популярных технологических методов борьбы с просадочностью является закрепление грунтов силикатными, цементными составами, а также обжиг грунтов. Методы закрепления грунтов характеризуются большой материалоемкостью.

Водозащитные мероприятия выполняются с целью снижения вероятности замачивания грунтов основания. Стоимость этих

мероприятий невелика, и, как правило, они не исключают полностью негативного воздействия на здания и сооружения.

Уплотнение грунтовыми сваями грунта - один из методов повышения несущей способности свай и устранения дополнительных нагружающих сил трения. Чем больше грунтовых свай, тем более плотными и прочными становятся грунты основания. Данный метод не зарекомендовал себя из-за большой трудоемкости работ.

Наиболее перспективным направлением в устранении сил негативного трения является применение антифрикционных покрытий и эластичных оболочек (рис. 1).

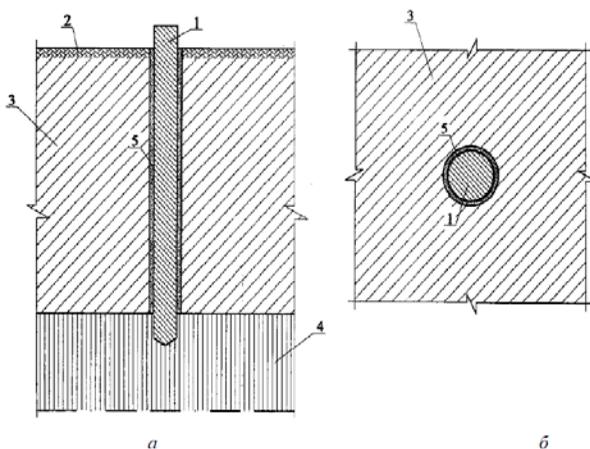


Рис. 1. Свайный фундамент с антифрикционным покрытием (эластичной оболочкой):

- а – продольный разрез; б – поперечный разрез; 1 – свая;
- 2 – поверхность просадочного грунта; 3 – просадочная толща;
- 4 – непросадочный грунт; 5 – антифрикционное покрытие (эластичная оболочка).

В качестве антифрикционного покрытия чаще всего используется обмазка боковой поверхности свай в пределах оседающего слоя битумом, пластичной смазкой, БАМ-3, кремнийорганической эмалью [4]. Так, исследования в этой области провели Бьеррум и Йохансон. Три сваи диаметром 50 см и длиной более 50 м были оборудованы тензодатчиками и погружены до скалы. Сверху слой слабых грунтов был погружен насыпью высотой 15 м. Скорость осадки поверхности

грунтового основания от массы насыпи составила 10-15 см/мес. Две сваи из металлических труб были выполнены с уширенными концами, а две – с битумным покрытием. Результаты опыта показали, что применение битумного покрытия позволило уменьшить силы отрицательного трения почти в 10 раз. В тех случаях, когда битумное покрытие было разрушено, даже при уширенных концах сваи отрицательное трение не удалось снизить. Другие исследования показали, что обмазка битумом и другими мастиками на толщину 5-10 мм забивных железобетонных свай обеспечивает снижение сил трения грунта по свае на 40-80% по сравнению с их величиной для аналогичных свай без антифрикционного покрытия [4].

В НИИОСПе им. Герасимова при устройстве буронабивных свай были использованы эластичные оболочки из полиэтиленовой пленки, одеваемые на арматурный каркас. В отдельных случаях в качестве эластичных оболочек используются водостойкий картон и рубероид [3].

Учитывая перечисленные выше преимущества буронабивных свай с антифрикционным покрытием и с эластичными оболочками, необходимо провести экспериментальные и теоретические исследования работы буронабивных свай с различными антифрикционными покрытиями и эластичными оболочками, что позволит изучить более детально и отработать технологии производства работ, а также уточнить методику расчета буронабивных свай.

#### **Библиографический список**

1. Далматов Б.И., Лапшин Ф.К., Россихин Ю.В. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов // М.: Стройиздат, 1975. 240 с.
2. Гильман Я.Д. Основания и фундаменты на лессовых просадочных грунтах / СевкавНИПИагропром, 1991. 218 с.
3. Крутов В.И., Ковалев А.С., Ковалев В.А. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах. М.: Издательство АСВ, 2016. 544 с.
4. Черныш А.С. Специфические свойства просадочных грунтов: монография. Белгород: Изд-во БГТУ, 2015. 133 с.

## СРАВНЕНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК КРУПНОРАЗМЕРНЫХ КЛЕЕФАНЕРНЫХ ПЛИТ

Малыхина В.С., канд. техн. наук, доц.

Попкова О.А., магистрант

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

### **Конструктивные особенности клеефанерных плит покрытия.**

Крупноразмерные плиты покрытия являются индустриальными конструкциями, выполняющими несущую и ограждающую функции. Плиты покрытий представляют собой каркас, состоящий из основных и поперечных деревянных ребер, обшивок, пароизоляции и утеплителя. Плита работает как однопролетная шарнирно опертая балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой.

Крупноразмерные плиты предназначены для покрытия пролетов длиной от 12 до 24 м, ширина варьируется от 1,5 до 3 м с шагом поперечных ребер 300 мм. Клеефанерные плиты покрытий отличаются малой массой, значительной несущей способностью и жесткостью, благодаря рациональному сочетанию деревянного каркаса и листовых обшивок. Плита покрытия с размерами в плане 1,5×12 м состоит из двух двускатных клеедощатых ребер – продольных и поперечных, которые вместе с приклеенной к ним фанерной обшивкой образуют П-образное поперечное сечение. Для обеспечения неизменяемости поперечного сечения плиты между основными продольными ребрами предусмотрены клеедощатые диафрагмы, которые поставлены по концам и в середине плиты [1].

Клееные фанерные плиты применяют в покрытиях с рулонной кровлей. При изготовлении на плиты сверху наклеивают только один слой кровельного материала, а остальные – после сборки покрытия. Обшивка состоит из листов фанеры повышенной водостойкости марки ФСФ толщиной не менее 8 мм, состыкованных по длине на ус. Обшивки склеиваются с каркасом в таком положении, при котором направления наружных волокон фанеры и древесины продольных ребер совпадают для того, чтобы фанера работала в направлении своей большей прочности и жесткости.

### **Экспериментальные исследования на макете ребристых плит.**

Для проверки прочностных характеристик плиты были проведены испытания 4-х фрагментов клееных фанерных ребристых плит в лабораторных условиях. Получим опытную предельную нагрузку и

сравним ее с теоретической нагрузкой (рис 1).



Рис. 1. Общий вид испытания образца

Для проверки несущей способности клееной фанерной плиты было проведено испытание образца, состоящего из двух фанерных обшивок, приклеенных к двум деревянным ребрам. Нагружение плиты осуществляется четырьмя сосредоточенными силами, что эквивалентно равномерно-распределенной нагрузке. Нагружение осуществляется ступенями по 0,5 кН и доводится до максимальной нагрузки – 3 кН, что соответствует упругой области работы элемента.

Было проведено испытание четырех фрагментов плит со следующими размерами:  $l = 100$  см;  $h_p = 4,5$  см;  $b_p = 2$  см;  $b_0 = 10$  см;  $b = 14$  см;  $\delta_0 = 0,25$  см.

#### Испытание №1

Таблица 1

#### Зависимость прогибов балки от нагрузки

| Ступени нагрузки<br>, Р, кН | Отсчеты по индикаторам |         |          | Деформации, мм |              |               | Прогиб<br>$f$ , мм |
|-----------------------------|------------------------|---------|----------|----------------|--------------|---------------|--------------------|
|                             | $I_{ср}$               | $I_{л}$ | $I_{пр}$ | $\Delta_{ср}$  | $\Delta_{л}$ | $\Delta_{пр}$ |                    |
| 0,5                         | 100                    | 10      | 12       | 1              | 0,01         | 0,12          | 0,89               |
| 1                           | 196                    | 14      | 18       | 1,96           | 0,14         | 0,18          | 1,80               |
| 1,5                         | 280                    | 18      | 20       | 2,80           | 0,18         | 0,20          | 2,61               |
| 2                           | 340                    | 20      | 24       | 3,40           | 0,20         | 0,24          | 3,18               |
| 2,5                         | 420                    | 24      | 26       | 4,20           | 0,24         | 0,26          | 3,95               |
| 3                           | 560                    | 30      | 36       | 5,60           | 0,30         | 0,36          | 5,27               |

В результате испытания было выявлено, что фрагмент клеефанерной плиты прошел проверку на прочность ( $P_{теор} = 2,54$  кН;  $P_f = 2,52$  кН;  $P_f/P_{теор} \cdot 100\% = 99\%$ ).

### Испытание №2

Таблица 2

#### Зависимость прогибов балки от нагрузки

| Ступени нагрузки, Р, кН | Отсчеты по индикаторам |                |                 | Деформации, мм  |                |                 | Прогиб f, мм |
|-------------------------|------------------------|----------------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|--------------|
|                         | И <sub>ср</sub>        | И <sub>л</sub> | И <sub>пр</sub> | Δ <sub>ср</sub> | Δ <sub>л</sub> | Δ <sub>пр</sub> |              |
| 0,5                     | 165                    | 1              | 5               | 1,65            | 0,01           | 0,05            | 1,62         |
| 1                       | 220                    | 5              | 29              | 2,20            | 0,05           | 0,29            | 2,03         |
| 1,5                     | 320                    | 9              | 35              | 3,20            | 0,09           | 0,35            | 2,98         |
| 2                       | 480                    | 15             | 41              | 4,80            | 0,15           | 0,41            | 4,52         |
| 2,5                     | 560                    | 21             | 47              | 5,60            | 0,21           | 0,47            | 5,26         |
| 3                       | 700                    | 30             | 50              | 7,00            | 0,30           | 0,50            | 6,60         |

Испытание фрагмента клеефанерной плиты показало, что плита удовлетворяет условиям прочности ( $P_{теор} = 2,54$  кН;  $P_f = 1,83$  кН;  $P_f/P_{теор} \cdot 100\% = 72,1\%$ ).

### Испытание №3

Таблица 3

#### Зависимость прогибов балки от нагрузки

| Ступени нагрузки, Р, кН | Отсчеты по индикаторам |                |                 | Деформации, мм  |                |                 | Прогиб f, мм |
|-------------------------|------------------------|----------------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|--------------|
|                         | И <sub>ср</sub>        | И <sub>л</sub> | И <sub>пр</sub> | Δ <sub>ср</sub> | Δ <sub>л</sub> | Δ <sub>пр</sub> |              |
| 0,5                     | 113                    | 4              | 2               | 1,13            | 0,04           | 0,02            | 1,10         |
| 1                       | 218                    | 14             | 8               | 2,18            | 0,14           | 0,08            | 2,07         |
| 1,5                     | 574                    | 25             | 17              | 5,74            | 0,25           | 0,17            | 5,53         |
| 2                       | 878                    | 42             | 30              | 8,78            | 0,42           | 0,30            | 8,42         |
| 2,5                     | 1088                   | 59             | 43              | 10,88           | 0,59           | 0,43            | 10,37        |

В ходе испытания было выявлено, что клеефанерная плита не прошла проверку на прочность ( $P_{теор} = 2,54$  кН;  $P_f = 1,28$  кН;  $P_f/P_{теор} \cdot 100\% = 50\%$ ).

## Испытание №4

Таблица 4

**Зависимость прогибов балки от нагрузки**

| Ступени нагрузки, Р, кН | Отсчеты по индикаторам |         |          | Деформации, мм |              |               | Прогиб $f$ , мм |
|-------------------------|------------------------|---------|----------|----------------|--------------|---------------|-----------------|
|                         | $I_{ср}$               | $I_{л}$ | $I_{пр}$ | $\Delta_{ср}$  | $\Delta_{л}$ | $\Delta_{пр}$ |                 |
| 0,5                     | 15                     | 4       | 11       | 0,15           | 0,04         | 0,11          | 1,13            |
| 1                       | 131                    | 14      | 20       | 1,31           | 0,14         | 0,20          | 1,14            |
| 1,5                     | 301                    | 30      | 30       | 3,01           | 0,30         | 0,30          | 2,71            |
| 2                       | 487                    | 40      | 40       | 4,87           | 0,40         | 0,40          | 4,47            |
| 2,5                     | 560                    | 51      | 50       | 5,60           | 0,51         | 0,50          | 5,10            |
| 3                       | 715                    | 78      | 63       | 7,15           | 0,78         | 0,63          | 6,44            |

В результате испытания было выявлено, что фрагмент клефанерной плиты прошел проверку на прочность ( $P_{теор} = 2,54$  кН;  $P_f = 1,87$  кН;  $P_f/P_{теор} \cdot 100\% = 73,8\%$ ).

Графики зависимости прогибов от нагрузки 4-х фрагментов клефанерных плит представлены в графике (рис. 2).

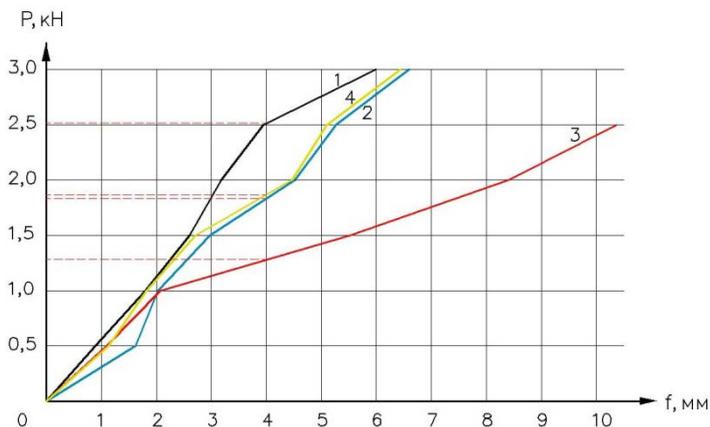


Рис. 2. График зависимости прогибов от нагрузки по результатам 4-х испытаний

Изучив результаты испытаний 4-х образцов фрагментов клееных фанерных плит, можно сделать вывод, что в образцах под номерами 1, 2, 4 опытная предельная нагрузка соответствует теоретической, прочность составила 72% и выше; образец под номером 3 не выдержал

теоретическую нагрузку, что можно объяснить нецелостностью образца, повреждением в верхней обшивке.

### **Библиографический список**

1. Индустриальные конструкции для строительства малоэтажных зданий и сооружений/ Жаданов В.И., Абовский Н.П. [и др.] учеб. пособие. Оренбург-Красноярск: ОГУ-СФУ, ИПК ГОУ ОГУ, 2009. 416 с.
2. Малыгина В.С. Конструкции из дерева и пластмасс: учеб. пособие. Белгород: Изд-во БГТУ, 2005. 222 с.
3. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. М., 2017.
4. Методические указания к выполнению лабораторных работ по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» для студентов специальности 270102 / сост. В. С. Малыгина. Белгород: Изд-во БГТУ им. В.Г. Шухова, 2007. 42 с.

## **ОБЕСПЕЧЕНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЗДАНИЙ ИЗ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**Малыгина В.С., канд. техн. наук, доц.**

**Сидякина А.Ю., студент**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Древесина на протяжении многих тысячелетий использовалась в качестве одного из наиболее распространенных строительных материалов. Данный фактор обусловлен несомненными преимуществами описываемого материала такими как: легкость, экологичность, легкодоступность, самовозобновляемость, химическая стойкость материала, огнестойкость и архитектурная выразительность. Однако зданиям, выполненным из деревянных конструкций, присущ и ряд отрицательных качеств, значительно влияющих на их повсеместное применение. К ним относят наличие пороков, горючесть, анизотропность. Одним из наиболее весомых недостатков, несомненно, является их ограниченный срок службы.

На долговечность деревянной постройки влияет создание грамотного проекта с учетом принципов защиты конструкций, а в случае специфических внешних условий, к которым относится повышенная влажность и потенциальная угроза пожара, нужно обеспечить и соответствующую химическую защиту. Соблюдение

приведенных выше мер увеличения долговечности древесины способствует значительному увеличению срока службы деревянных конструкций. На это, несомненно, также влияет и тот фактор, что природная целлюлоза, образующая остов древесинного вещества, относится к высокопрочным и весьма стойким во времени материалам. Это подтверждается тем, что возраст древесины калифорнийской секвойи и некоторых других пород деревьев (рис. 1, а) исчисляется тысячелетиями. До наших дней сохранились в Горбуновском торфянике в Свердловской области деревянные изделия поселений 3-го и 2-го тысячелетий до н.э. Практически не пострадали от времени и деревянные саркофаги (рис. 1, б), скульптурные памятники древнего Египта [1].

Общеизвестным фактором, отражающим долговечность древесины, является и то, что отпадает необходимость в специальных защитных мероприятиях для деревянных конструкций, эксплуатируемых в условиях вечной мерзлоты или расположенных ниже уровня грунтовых вод или зеркала пресных водоемов.

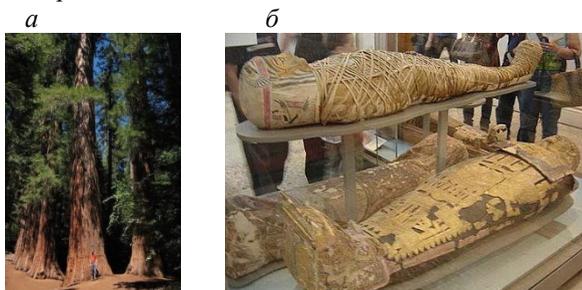


Рис. 1. Примеры стойкости во времени дерева и деревянных сооружений:  
а - калифорнийские секвойи в возрасте 2000-3000 лет;  
б - деревянные саркофаги

Если возводимое здание не находится в указанных выше условиях, то при проектировании деревянных конструкций необходимо предусмотреть защиту от повреждения грибами и насекомыми, а также от воздействия солнечного излучения, влаги, риска возникновения пожаров и т.д. Основные направления их конструктивной защиты сводятся к выбору подходящих видов дерева и композитных материалов, подбору качественных деревянных деталей, профилактике против излишнего повышения влажности (оптимизация форм, изоляция от грунтовой, капиллярной, атмосферной, конденсационной и технической влаги, правильное конструктивное решение и подходящие

материалы для наружных стен и кровельных покрытий, а также регулирование температуры в доме) и создание пожарных участков при соблюдении прочих принципов противопожарной защиты [2].

Одним из наиболее важных критериев, необходимых для рационального обеспечения долговечности зданий из деревянных конструкций является грамотный подбор пород деревьев, используемых в качестве облицовки фасадов. К ним, как правило, относятся сосна и ель. Древесина данных пород содержит смолистые вещества, способствующие достаточной сопротивляемости гниению. Кроме того, данные породы довольно легки в обработке и их древесина сравнительно недорогая и обладает достаточной прочностью. Лиственница тоже довольно часто используется при облицовке фасадов, благодаря своей долговечности. Ее древесина имеет очень высокую прочность, легко сушится и обрабатывается. Необходимыми качествами для облицовки фасадов обладают также и тропические декоративные породы, и термодревесина. Ее отличительной особенностью является то, что она практически не поддается гниению [3].

Помимо непосредственного использования деревянных материалов, в строительстве также применяют и композитные изделия (столярные плиты, фанера, ДСП, ОСП, волокнистые и цементостружечные плиты и т.п.), изготовленные на основе измельченной древесины и дополнительных веществ, используемых в качестве вяжущего материала. Из обширного разнообразия композитных изделий на сегодняшний день только древесностружечные и древесноволокнистые плиты не подвержены разрушению насекомыми [4].

На долговечность зданий, выполненных из деревянных конструкций, непосредственно влияет уровень влажности, при несоблюдении которого в уже возведенной постройке наблюдается возникновение деформаций, появление трещин и активность биотических вредителей. Чтобы избежать указанных ранее отрицательных последствий, необходимо знать, что от исходного уровня влажности древесины зависит ее использование в строительстве, например, влажность окон и наружной облицовки должна быть обычно 12%, элементов стропильной конструкции – от 10 до 14%, а напольного паркета – от 8 до 10%.

В свою очередь, металлические соединительные материалы необходимо изготавливать из нержавеющей сталей.

Увеличению долговечности деревянных конструкций способствует их гидроизоляция, представляющая собой процесс, в ходе которого

дерево поддается обработке специализированным составом, который после высыхания образует на поверхности плотную основу, устойчивую к воздействиям влаги и пара. Устройство гидроизоляции напрямую зависит от материалов, используемых для этой цели. Например, для рулонных материалов она настилается при помощи горячего или холодного битума, а для литых и пропиточных материалов – наливается в два-шесть слоев [5].

Изоляция деревянных зданий от грунтовых и промышленных вод, от капиллярного впитывания грунтовой влаги, атмосферных воздействий и конденсата способствует необходимой долговечности, продляя их срок службы. К основным методам защиты от влаги в условиях внешней среды непременно относится оптимизация форм деревянных конструкций, препятствующая скоплению воды в их угловых участках. Еще одним методом является проектирование воздушного зазора между деревянными элементами конструкции и грунтом.

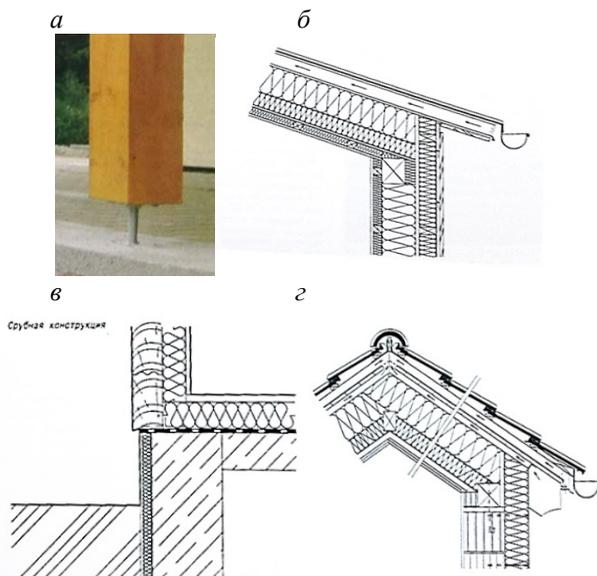


Рис. 2. Виды воздушной- и гидроизоляции:

- а* – пример крепления деревянного столба к бетонной основе;
- б* – вентиляция трехболочковой крыши; *в* – гидроизоляция деревянной постройки от фундамента; *г* – вентиляция двухболочковой крыши с паронепроницаемой кровлей

К методам внутренней защиты от влаги непосредственно относят следующие виды воздушной- и гидроизоляции: воздушная изоляция от сырости (см. рис. 2, а); воздушная изоляция от грунтовых вод и от капиллярного впитывания влаги (оголовки обвязочных брусьев либо балок перекрытий необходимо обеспечить вентиляцией с боковых и задних сторон, мауэрлаты лучше устанавливать на не выровненную стену); гидроизоляция от фундаментов (см. рис. 2, в); гидроизоляция оболочки крыши при помощи страхующей паропроницаемой гидроизоляционной пленки (см. рис. 2, б). Для последнего необходима хорошая вентиляция кровли снизу, чтобы оставались сухими обрешетка и тепловая изоляция, которые могут намочить от просачивания дождевой воды через пористые типы кровли, а также под влиянием водяного пара, оседающего в результате диффузии и конденсирующегося на кровле (см. рис. 2, г). Критические места – желоба, изгибы крыш и чердачные окна [6].

Защита древесины с использованием химических средств продляет срок службы деревянных конструкций, препятствуя их гниению. Основные мероприятия по химической защите деревянных конструкций сводятся к двум основным видам: антисептирование и консервирование. При антисептировании химическими веществами непосредственно покрывается вся поверхность обрабатываемого участка, в то время как при консервировании на время естественной сушки используемые средства наносят на влажную древесину. В домашних условиях, как правило, химическая защита достигается с помощью наружного распыления антисептика на поверхность деревянных конструкций. При промышленном использовании, деревянные поверхности необходимо обрабатывать более тщательно и глубоко, поэтому применяют пропитывание под давлением, в горяче-холодных ваннах или вымачиваются в специальных растворах [7-10].

Для обеспечения долговечности зданий из деревянных конструкций необходимо предусмотреть ряд мероприятий, которые включают в себя выбор подходящих видов дерева и композитных материалов, соблюдение оптимального уровня влажности, использование нержавеющей металлических соединительных материалов, обеспечение необходимой воздушной- и гидроизоляции деревянных конструкций, их оптимизация форм, защита с использованием химических средств, а также создание грамотного проекта, предусматривающего основные аспекты отрицательного действия окружающей среды на создаваемые конструкции с учетом увеличения их срока службы.

### **Библиографический список**

1. Рахимов Р.З. Долговечность строительных материалов. Казань: изд. КХТИ, 1988. 81 с.
2. Мартынов К.Я. Комплексная защита древесины в строительных изделиях и конструкциях. Новосибирск: Наука, 1996. 123 с.
3. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.
4. Хрулев В.М. Прогнозирование долговечности клеевых соединений деревянных конструкций. М.: Стройиздат, 1981. 128 с.
5. Кочерженко В.В., Глаголев Е.С. Специальные вопросы проектирования зданий и сооружений // Белгород, Изд-во: БГТУ, 2012. 372 с.
6. Скороходов В.Д., Шестакова С.И. Защита неметаллических строительных материалов от биокоррозии. М.: Высшая школа, 2004. 202 с.
7. Малыгина В.С., Фролов Н.В., Фан Суан Хуан. Особенности конструирования и расчета фанерных клееных балок // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова, 2016. № 4. С. 32-37.
8. Малыгина В.С., Фролов Н.В., Фан Суан Хуан. Оценка прочности зубчатого шипа в балочных деревянных конструкциях // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова, 2016. № 5. С. 80-83.
9. Малыгина В.С., Денисов А.Н. Исследование смятия и скалывания соединения деревянных элементов без механических связей // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова, 2016. № 8. С. 72-74.
10. Малыгина В.С., Денисов А.Н. Современное деревянное строительство // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова, 2017. № 5. С.30-36.

## **НАРУЖНАЯ ОБЛИЦОВКА СТЕН ИЗ ПОРОБЕТОНА**

**Марушко М.В., аспирант**

**Рашина А.А., магистрант**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

После окончания выполнения основных работ по возведению здания необходимо выполнить наружную и внутреннюю облицовку стен. Выбор вида облицовки зависит от многих основных факторов, в том числе, климатических условий района строительства объекта, степени агрессивности среды (например, связанные с

промышленностью), большой величины перепада температур внутри помещения и снаружи, а также вибрационных воздействий (например, от эксплуатации оборудования). Так как стены из поробетонных блоков представляют собой ровную поверхность, возможно большое количество видов отделки таких стен – от оштукатуривания и нанесения покрытий для облицовок.

Для наружной облицовки стен зданий возможно использование следующих вариантов:

- вентилируемый фасад;
- облицовка кирпичом или камнем;
- отделка фасада штукатуркой;
- покраска стен красками.

Вентилируемый фасад является часто применяющимся вариантом наружной облицовки из-за наличия пространства между ним и стеной, благодаря чему стена может «дышать», а в швах кладки не накапливается влага. Вентилируемые фасады могут выполняться из разных материалов, например, кассетный навесной каркас (рис. 1, а).

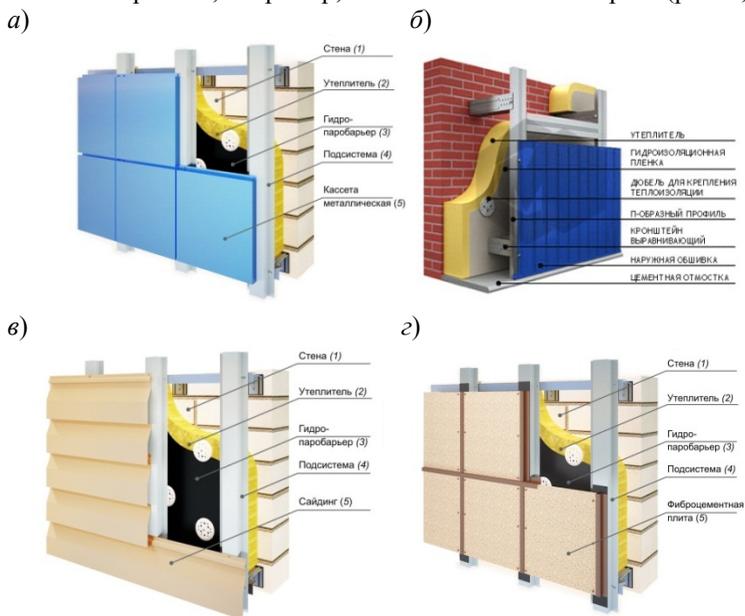


Рис. 1. Наружная облицовка стен вентилируемым фасадом:  
 а – кассетный навесной каркас; б – профнастил;  
 в – виниловый сайдинг; г – фиброцементные плиты

Облицовка стен кассетной алюминиевой навесной конструкцией чаще всего применяется для декорирования и утепления фасадов многоэтажных зданий и производственных помещений. Однако из-за высокой стоимости такая облицовка редко встречается при строительстве индивидуального жилья.

Другим вариантом отделки фасадов является профнастил (см. рис.1, б), обладающий хорошими эксплуатационными свойствами. Листы имеют различное покрытие (цинковое, полимерное, профильный профнастил), что обеспечивает материал разными требуемыми характеристиками.

Благодаря устойчивости к влаге, морозостойкости, не подверженности воздействию микроорганизмов, солнечных лучей и коррозии, а также простоте монтажа виниловый сайдинг (см. рис. 1, а) является наиболее экономичным и популярным, но плохая переносимость больших перепадов температур и растрескиваемость вследствие сильного ветра является минусом винилового сайдинга.

Фиброцементные плиты (см. рис. 1, з) обеспечивают качественную вентиляцию стен и при этом надежно защищают здание от воздействия влаги и потерь тепла.

Разновидностью вентилируемого фасада является облицовка доской, имитирующей брус или бревно (блок-хаус) (рис. 2). Блок-хаус также крепится на несущий каркас из реек или профиля с зазором для отвода водяного пара.



Рис. 2. Наружная облицовка стен с использованием блок-хауса

Эффективным способом обкладки строений из поробетона является облицовка блоков кирпичом (рис. 3). Поскольку кирпич свободно пропускает пары, облицовка поробетонных блоков этим материалом

более распространена в строительстве. Поробетон отличается от кирпича своей способностью к быстрому впитыванию влаги, а кирпичная облицовка не впитывает ее. Отличные эстетические качества кирпича являются очень важными в процессе возведения домов. Существуют способы обкладки стен из газобетона кирпичом, позволяющие утеплить газобетонные стены перед креплением к ним декора:

- укладка кирпича вплотную к газобетонной стене с устройством прослойки из теплоизолятора.
- облицовка основной конструкции с учетом небольшого пространства между ней и кладкой.

Облицовка поробетонных блоков искусственным или натуральным камнем не делает дом более теплым и не влияет на шумозащиту, зато такая отделка помогает защитить стены от негативного воздействия окружающей среды. Камнем можно покрыть все стены полностью или совместить такой вид отделки со штукатуркой.

При возведении здания в теплом климатическом районе стены из поробетонных блоков можно отделать дешевле и проще.

Здесь возможны варианты оштукатуривания смесями, предназначенными для внешней отделки поробетона и окраска паропроницаемыми (силиконовыми) красками.

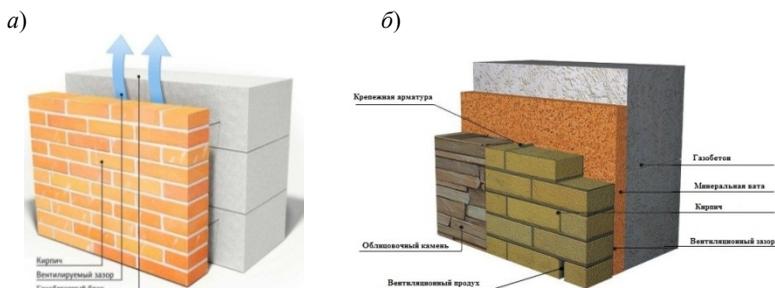


Рис. 3. Наружная облицовка стен:

*а* – облицовочным кирпичом; *б* – облицовочным камнем

Для штукатурки пеноблока использовать традиционную дешевую смесь из цемента и песка нежелательно, так как пеноблок плохо впитывает воду, поэтому на нем хорошо держится только специальная штукатурка. В ее состав входят клеящие вещества, повышающие качество сцепления с пенобетоном [3]. Штукатурку наносят на

армирующую сетку за несколько приемов: сначала поверхность обрызгивают жидким раствором, а после его схватывания делают финишный слой (рис. 4, а). Подбирая штукатурную смесь для наружной и внутренней отделки пеноблока целесообразно введение армирующего микроволокна из полипропилена, защищающего финишную отделку от растрескивания.

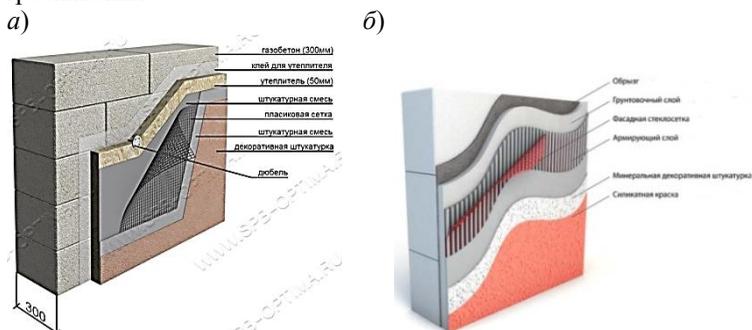


Рис. 4. Наружная облицовка стен:

а – декоративной штукатуркой, б – окраской силиконовыми красками

Окраска стен красками специального паронепроницаемого состава (см. рис. 4, б) позволяет защитить поробетонные блоки от проникновения влаги. Такая краска разбавляется водой и наносится на стены. Минусом данной облицовки может служить длительность подготовки стен под окрашивание (зачистка всех швов и неровностей). Несмотря на это, газобетонные блоки можно изначально подготовить под покраску, срезав фаски по всему периметру, благодаря чему блоки становятся ровными и гладкими [4 – 6].

Наружная отделка дома может быть выполнена разными способами и материалами. Причем, нельзя однозначно сказать, что какой-то вариант лучше, а какой-то хуже, так как все они обладают своими плюсами и минусами. При выборе из множества предлагаемых вариантов наружной отделки фасада нужно руководствоваться характеристиками климатического района строительства здания, эксплуатационными характеристиками, финансовыми возможностями и, естественно, личными пожеланиями.

### Библиографический список

1. Внутренняя и наружная отделка дома из пеноблоков или газобетона. URL: <http://greensector.ru> (дата обращения 17.03.2018 г.).

2. Гладков Д.И., Сулейманова Л.А., Кисслер И.В., Кузнецов В.Д. Изучение возможности отделки ячеистобетонных изделий эмалями // Новые технологические решения в производстве бетонов и строительных материалов. Сборник научных трудов. Белгород, 1994. С. 14-16.

3. Гоманн Мартин; пер. с нем. под ред. А.С. Коломацкого, Поробетон: руководство, Белгород: Изд-во ЛитКараван, 2010. 272 с.

4. Сулейманова Л.А., Кочерженко А.В., Марушко М.В. Теплоизоляционный композит на основе местных неорганических наполнителей // Научные технологии и инновации: сборник трудов международной научно-практической конференции. 2016. Ч. 2. С. 185-189.

5. Сулейманова Л.А., Глаголев Е.С., Марушко М.В. Жилищное строительство в России // Строительство: новые технологии - новое оборудование. 2017. № 4. С. 60-66.

6. Сулейманова Л.А., Коломацкий А.С., Погорелова И.А., Марушко М.В. Повышение эффективности производства и применения ячеистых бетонов // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. №11. С. 34-42.

## **ДИАГРАММЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ И НЕОДНОРОДНОМ ДИНАМИЧЕСКОМ СЖАТИИ**

**Никулин А.И., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В последние годы все чаще встречается необходимость проверки на прочность железобетонных конструкций, подвергающихся воздействию импульсных динамических нагрузок [2, 11, 12]. Усиливается опасность действия на сооружения ударных волн вследствие взрывов и других аварийных ситуаций. Поэтому основное требование, предъявляемое к зданиям и сооружениям исходя из условия их безопасной эксплуатации [7], состоит в том, что они должны выдержать без обрушения однократное воздействие импульсной динамической нагрузки.

Анализ существующих методов расчета показывает, что для решения многих задач динамического деформирования железобетонных конструкций наиболее приемлемой является деформационная расчетная

модель железобетона [10], одним из важнейших элементов которой являются диаграммы деформирования бетона и арматуры.

Из экспериментальных данных [1, 2, 4, 6, 15] следует, что прочность бетона при высокоскоростном нагружении существенно превышает значения, найденные в условиях стандартных испытаний, продолжительность которых исчисляется часами и минутами.

Как отмечается в ряде публикаций [2, 5, 13, 14], повышенная ударная прочность бетона связана с проявлением мгновенных внутренних сил его вязкого сопротивления, непосредственно воспринимающих внешнее воздействие и тормозящих развитие поперечных деформаций, являющихся физической причиной его разрушения.

Так, например, в монографии Ю.М. Баженова [1] было описано испытание более 500 образцов бетонов различной прочности. Образцы нагружали на пневмодинамических установках, усилия регистрировали с помощью электронной аппаратуры. Минимальное время сжатия до разрушения составляло 0,001 с.

Сопротивление бетона динамическому импульсному сжатию в этих экспериментах оценивалось коэффициентом динамического упрочнения  $K_d$ , который, являясь безразмерным критерием, позволил обобщить результаты исследования бетонов различной прочности.

Как показано в работе [1], график зависимости коэффициента  $K_d$  от времени нагружения образцов ( $\tau$ ) вплоть до их полного разрушения является нелинейным, и для его аналитической интерпретации может использоваться уточненная эмпирическая формула, предложенная в статье [8]:

$$K_d = 1,58 - 0,41 \lg \tau + 0,129 (\lg \tau)^2 - 0,0149 (\lg \tau)^3. \quad (1)$$

При этом зависимость (1) справедлива для интервала времени нагружения  $\tau = 1 \div 2000$  мсек.

Полученные экспериментальные результаты совпадают с данными других исследователей: Д.И. Гладкова [4], О.П. Квирикадзе [6], Г.И. Попова [11], В.А. Рахманова, Е.Л. Розовского, И.А. Цупкова [13], К.А. Цветкова [15].

Однако, у зависимости (1), несмотря на её повышенную точность при сопоставлении с усреднёнными опытными данными, есть существенный недостаток, заключающийся в отсутствии учёта конкретных деформативно-прочностных свойств бетонов.

Поэтому с целью получения достаточно простых по своей структуре расчетных формул и зависимостей, определяющих прочность

бетона при импульсных динамических нагрузках, принят энергетический подход к разрушению бетона, впервые предложенный проф. В.М. Бондаренко [3], где учёт режимности нагружения выполнен на основе постулата об инвариантности величины потенциальной энергии деформирования материала к моменту разрушения. Этот постулат сводится к простой формуле:

$$W_{кр.}^0 = W_{дл.}^0 = const. \quad (2)$$

Представляется, что аналогичный подход можно применить для определения динамической прочности бетона, находящегося в условиях однородного напряженного состояния, характеризуемого малым временем нагружения образца до разрушения, исчисляемого секундами и их долями (рис. 1). При этом кривая 3 соответствует меньшему времени нагружения образца до разрушения по сравнению с кривой 2.

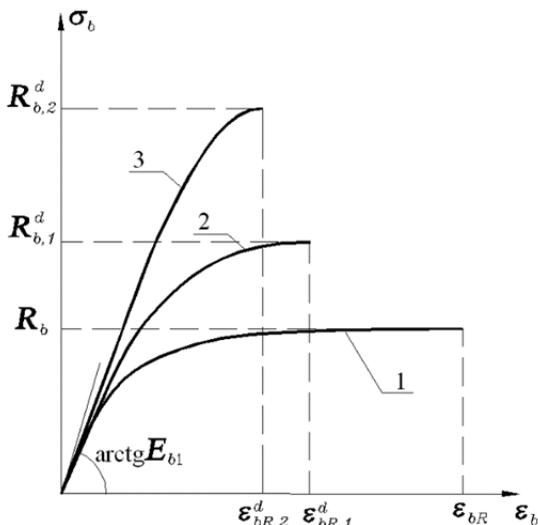


Рис. 1. Диаграммы деформирования бетона при центральном статическом (кривая 1) и динамическом сжатии с учетом различного времени нагружения образцов (кривые 2 и 3)

Для аналитического описания диаграмм деформирования бетона при статическом и динамическом импульсном нагружении для случаев как центрального, так и неоднородного сжатия используем дробно-рациональную функцию одного и того же вида:

$$\sigma_b = \frac{E_{bj}\varepsilon_b(1 + D_{bj}\varepsilon_b)}{1 + C_{bj}\varepsilon_b}, \quad (3)$$

где  $E_{bj}$ ,  $D_{bj}$ ,  $C_{bj}$  – начальный модуль упругости и параметры нелинейности деформирования бетона при центральном ( $j=1$ ) и неоднородном ( $j=2$ ) сжатии, получаемые экспериментально-теоретическим путем [8, 9, 10]; принадлежность к динамическому нагружению обозначается верхним индексом  $d$  (например,  $D_{b1}^d$ );  $\sigma_b$ ,  $\varepsilon_b$  – текущие значения напряжений и деформаций сжатия.

Для определения параметров диаграмм динамического центрального сжатия бетона при различных скоростях нагружения эталонных образцов-призм до полного их разрушения принимаем следующие гипотезы и допущения [9]:

- рассматривается нагружение бетонных образцов в условиях постоянной скорости увеличения напряжений (МПа/сек);
- величина удельной энергии деформирования бетона при центральном сжатии непосредственно перед его разрушением является константой, не зависящей от скорости нагружения образца;
- начальные модули упругости бетона при статическом и динамическом сжатии равны между собой;
- касательный модуль деформаций в предельной точке диаграммы динамического центрального сжатия равен нулю.

Аналитическое отображение принятых гипотез приводит к следующей системе уравнений:

$$E_{b1} = E_{b1}^d, \quad (4)$$

$$D_{b1}^d = -\frac{R_b^d}{E_{b1}^d(\varepsilon_{bR}^d)^2}, \quad (5)$$

$$C_{b1}^d = \frac{E_{b1}^d}{R_b^d} - \frac{2}{\varepsilon_{bR}^d}, \quad (6)$$

$$\int_0^{\varepsilon_{bR}} \sigma_b d\varepsilon_b = \int_0^{\varepsilon_{bR}^d} \sigma_b^d d\varepsilon_b^d. \quad (7)$$

Последнее равенство отражает гипотезу об инвариантности величины удельной энергии деформирования бетона при сжатии непосредственно перед его разрушением. В результате интегрирования получаем следующую зависимость:

$$\frac{E_{b1}\varepsilon_{bR}}{C_{b1}} \left\{ \frac{D_{b1}\varepsilon_{bR}}{2} + \left( 1 - \frac{D_{b1}}{C_{b1}} \right) \left( 1 - \frac{Ln(1 + C_{b1}\varepsilon_{bR})}{C_{b1}\varepsilon_{bR}} \right) \right\} =$$

$$= \frac{E_{b1}^d \varepsilon_{bR}^d}{C_{b1}^d} \left\{ \frac{D_{b1}^d \varepsilon_{bR}^d}{2} + \left( 1 - \frac{D_{b1}^d}{C_{b1}^d} \right) \left( 1 - \frac{Ln(1 + C_{b1}^d \varepsilon_{bR}^d)}{C_{b1}^d \varepsilon_{bR}^d} \right) \right\}. \quad (8)$$

В полученной системе четырёх уравнений (4), (5), (6), (8) неизвестными являются пять параметров ( $E_{b1}^d$ ,  $D_{b1}^d$ ,  $C_{b1}^d$ ,  $R_b^d$ ,  $\varepsilon_{bR}^d$ ). В качестве недостающего пятого уравнения принимаем эмпирическую зависимость для нахождения коэффициента динамической прочности бетона, качественный вид которой представлен на рисунке 2:

$$\Phi_b^d = \frac{R_b^d}{R_b} = \frac{l_b^d + k_b^d \cdot t_d}{1 + n_b^d \cdot t_d + m_b^d \cdot t_d^2}, \quad (9)$$

где  $R_b$  – прочность бетона при центральном статическом нагружении;

$R_b^d$  – динамическая прочность бетона при определенном времени действия ( $t_d$ ) постоянно увеличивающейся нагрузки;

$l_b^d$ ,  $k_b^d$ ,  $n_b^d$ ,  $m_b^d$  – коэффициенты уравнения, получаемые с помощью обработки результатов экспериментальных исследований.

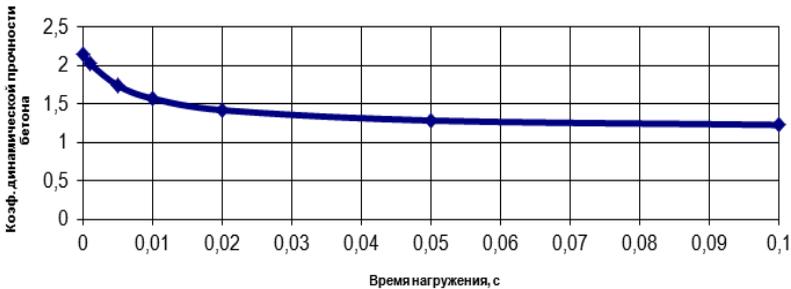


Рис. 2. График зависимости коэффициента динамической прочности бетона при центральном сжатии от времени динамического нагружения

В таблице 1 на основании обобщения ограниченного объема экспериментальных данных, приведенных в работах [1, 2, 4, 6], представлены значения коэффициентов уравнения  $l_b^d$ ,  $k_b^d$ ,  $n_b^d$ ,  $m_b^d$  для некоторых классов тяжелого бетона. Параметр  $l_b^d$  представляет собой максимально возможный по величине коэффициент динамической

прочности бетона  $\varphi_b^d = R_b^d / R_b$ , который соответствует мгновенному нагружению образца до разрушения, т.е. при  $t_d = 0$ .

Таблица 1

**Коэффициенты уравнения (9) для некоторых классов тяжелого бетона при динамическом сжатии**

| № п/п | Класс бетона | Параметр $l_b^d$ | Параметр $k_b^d$ | Параметр $n_b^d$ | Параметр $m_b^d$        |
|-------|--------------|------------------|------------------|------------------|-------------------------|
| 1     | B10          | 2,879            | 175,47           | 175,47           | $5,95460 \cdot 10^{-8}$ |
| 2     | B30          | 2,272            | 202,81           | 202,81           | $3,50674 \cdot 10^{-8}$ |
| 3     | B50          | 1,944            | 220,29           | 220,29           | $2,68651 \cdot 10^{-8}$ |
| 4     | B60          | 1,819            | 223,51           | 223,51           | $2,37149 \cdot 10^{-8}$ |
| 5     | B80          | 1,632            | 227,45           | 227,45           | $1,88984 \cdot 10^{-8}$ |
| 6     | B100         | 1,478            | 214,18           | 214,18           | $1,43616 \cdot 10^{-8}$ |

Из таблицы 1 следует, что динамические пределы прочности при центральном сжатии у бетонов различных классов существенно различаются. Так, для низкопрочного бетона класса B10 динамический предел прочности  $R_b^d$  более чем в 2,8 раза превышает аналогичную величину  $R_b$ , найденную при статическом центральном нагружении. У высокопрочного бетона класса B100 это различие существенно меньше (в 1,478 раза).

Совместное решение уравнений (4), (5), (6), (8), (9) позволяет определить параметры зависимости (3), описывающей диаграмму центрального динамического сжатия бетона при заданном времени действия импульсного нагружения ( $t_d = 0,001 \dots 0,1$ ). Учитывая нелинейный характер составленных уравнений, для их численного решения используется итерационная процедура, которая реализована в составленной программе расчета «Beton\_6D». В качестве примера в таблице 2 приведены результаты определения искомых параметров диаграмм центрального сжатия бетона при различном времени нагружения стандартных образцов до разрушения.

Таблица 2

**Параметры диаграмм динамического центрального сжатия тяжелого бетона класса В30 при различном времени нагружения стандартных образцов до разрушения**

| Время нагружения, сек | Параметр $R_b^d$ , МПа | Параметр $\varepsilon_{bR}^d$ | Параметр $E_{b1}^d$ , МПа | Параметр $D_{b1}^d$ | Параметр $C_{b1}^d$ |
|-----------------------|------------------------|-------------------------------|---------------------------|---------------------|---------------------|
| 1200                  | 22,0                   | 0,00198                       | 38519                     | -146,339            | 738,494             |
| 1,0                   | 22,25                  | 0,00196                       | 38519                     | -150,376            | 710,768             |
| 0,1                   | 24,3                   | 0,00184                       | 38519                     | -185,423            | 501,276             |
| 0,01                  | 34,6                   | 0,00148                       | 38519                     | -408,954            | -236,154            |
| 0,001                 | 44,9                   | 0,00132                       | 38519                     | -666,118            | -654,005            |

Представленные в таблице 2 результаты показывают, что при уменьшении времени нагружения стандартных образцов с 1200 сек до 1,0 сек изменения динамических величин прочности  $R_b^d$  и относительной предельной деформации  $\varepsilon_{bR}^d$  оказалось несущественным ( $\approx 1\%$ ). Дальнейшее сокращение времени нагружения бетона (0,1 сек) приводит уже к более заметным результатам: прочность повысилась на 10 %, а относительная деформация уменьшилась на 7,6 %. Для ещё более коротких интервалов приложения разрушающей нагрузки (0,01 сек и 0,001 сек) прочность бетона возросла, соответственно, на 57 % и на 104 %, а относительная деформация сократилась на 33,7 % и на 50 %.

Необходимо отметить, что при динамическом (импульсном) нагружении изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов в их сжатой зоне возникает эпюра напряжений, соответствующая диаграмме неоднородного динамического сжатия, для аналитического описания которой используется зависимость (3).

Для определения параметров диаграмм динамического неоднородного сжатия бетона при различных скоростях нагружения используются гипотезы и допущения, аналогичные принятым для центрального сжатия. Аналитические зависимости соответствуют ранее рассмотренной системе уравнений (3)...(9), но с учетом изменения индексов принадлежности у искомым параметров ( $E_{b2}^d$ ,  $D_{b2}^d$ ,  $C_{b2}^d$ ,  $R_{b2}^d$ ,  $\varepsilon_{bu2}^d$ ). В таблице 3 на основании обобщения ограниченной выборки экспериментальных и расчетных данных, приведенных в работах [2, 11, 15], представлены значения коэффициентов уравнения  $l_{b2}^d$ ,  $k_{b2}^d$ ,  $n_{b2}^d$ ,

$m_{b2}^d$  для некоторых классов тяжелого бетона. Параметр  $l_{b2}^d$  представляет собой максимально возможный по величине коэффициент динамической прочности бетона  $K_{d2} = R_{b2}^d / R_b$ , который соответствует мгновенному неоднородному сжатию бетона до его разрушения, т.е. при  $t_d = 0$ .

Таблица 3

**Коэффициенты уравнения (9) для некоторых классов тяжелого бетона при динамическом неоднородном сжатии**

| № п/п | Класс бетона | Параметр $l_{b2}^d$ | Параметр $k_{b2}^d$ | Параметр $n_{b2}^d$ | Параметр $m_{b2}^d$    |
|-------|--------------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------------|
| 1     | B10          | 6,471               | 985,751             | 962,303             | $1,9544 \cdot 10^{-2}$ |
| 2     | B30          | 5,246               | 644,857             | 636,349             | $7,0931 \cdot 10^{-3}$ |
| 3     | B50          | 4,555               | 487,880             | 483,200             | $3,9028 \cdot 10^{-3}$ |
| 4     | B60          | 4,283               | 431,934             | 428,768             | $2,6408 \cdot 10^{-3}$ |
| 5     | B80          | 3,865               | 401,032             | 398,699             | $1,9462 \cdot 10^{-3}$ |
| 6     | B100         | 3,505               | 386,682             | 384,940             | $1,4532 \cdot 10^{-3}$ |

Из таблицы 3 следует, что динамические пределы прочности при неоднородном сжатии у бетонов различных классов существенно различаются. Так, для малопрочного бетона класса B10 динамический предел прочности  $R_{b2}^d$  более чем в 6 раз превышает аналогичную величину при статическом сжатии  $R_b$ . У высокопрочного бетона класса B100 это превышение заметно меньше (в 3,5 раза). Следовательно, с увеличением класса бетона коэффициент его динамической прочности при неоднородном сжатии  $K_{d2}$  значительно понижается.

Полученные в результате выполненных расчетов параметры диаграммы неоднородного динамического сжатия бетона при заданном времени действия импульсного нагружения ( $t_d$ ) приведены в таблице 4 для бетона класса B30.

Таблица 4

**Параметры диаграмм динамического неоднородного сжатия тяжелого бетона класса В30 при различном времени нагружения внецентренно сжатого бетонного элемента вплоть до его разрушения**

| Время нагружения, сек | Параметр $R_{b2}^d$ , МПа | Параметр $\varepsilon_{bu2}^d$ | Параметр $E_{b2}^d$ , МПа | Параметр $D_{b2}^d$ | Параметр $C_{b2}^d$ |
|-----------------------|---------------------------|--------------------------------|---------------------------|---------------------|---------------------|
| 1200                  | 22,0                      | 0,00355                        | 96110                     | -18,191             | 3804,815            |
| 1,0                   | 22,44                     | 0,00349                        | 96110                     | -19,196             | 3709,491            |
| 0,1                   | 23,74                     | 0,00332                        | 96110                     | -22,357             | 3446,733            |
| 0,01                  | 34,94                     | 0,00242                        | 96110                     | -62,006             | 1924,726            |
| 0,001                 | 79,20                     | 0,00138                        | 96110                     | -433,987            | -237,902            |

Представленные в таблице 4 результаты показывают, что при уменьшении времени нагружения внецентренно сжатых бетонных образцов с 1200 сек до 1,0 сек изменения динамических величин прочности бетона при неоднородном сжатии  $R_{b2}^d$  и соответствующей относительной предельной деформации  $\varepsilon_{bu2}^d$  оказались незначительными (< 2%). Дальнейшее сокращение времени нагружения внецентренно сжатого бетонного образца (до 0,01 сек) приводит уже к более заметным результатам: прочность  $R_{b2}^d$  повысилась на 58,8 %, а предельная относительная деформация  $\varepsilon_{bu2}^d$  уменьшилась на 46,7 %. Для ещё более короткого интервала приложения разрушающей нагрузки на внецентренно сжатый бетонный образец (0,001 сек) прочность бетона  $R_{b2}^d$  возросла в 3,6 раза, а предельная относительная деформация  $\varepsilon_{bu2}^d$  уменьшилась в 2,57 раза.

Таким образом, на основе принятых гипотез и предпосылок разработана методика расчета динамической прочности бетона при различном времени нагружения элементов, включая определение параметров аналитических зависимостей, описывающих диаграммы центрального и неоднородного сжатия бетона при импульсном динамическом нагружении в условиях постоянной скорости увеличения напряжений в испытываемых до разрушения образцах.

### Библиографический список

1. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. М.: Стройиздат, 1970. 292 с.
2. Белов Н.Н., Копаница Д.Г., Кумпяк О.Г, Югов Н.Т. Расчет железобетонных конструкций на взрывные и ударные нагрузки. Нортхэмптон-Томск. 2004. 433 с.
3. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков: Изд-во ХГУ, 1968. 324 с.
4. Гладков Д.И. Сопротивление бетона разрушению // Известия вузов. Строительство. 2004. № 8. С. 47-53.
5. Забегаев А.В. К построению общей модели деформирования бетона // Бетон и железобетон. 1994. № 6. С. 23-26.
6. Квирикадзе О.П. Влияние скорости загрузки на деформации и прочность бетона // Ползучесть строительных материалов и конструкций: Сб. научн. трудов; Под ред. А.Р. Ржаницына. М.: Стройиздат, 1964. С. 269-276.
7. Колчунов В.И., Ключева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях: Научное издание. М.: Изд-во АСВ, 2014. 208 с.
8. Никулин А.И. О динамической прочности бетона при неоднородном импульсном сжатии // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. № 1. С. 77-81.
9. Никулин А.И., Али Фадиль А.Х. Прочность бетона при импульсном динамическом сжатии с учетом времени нагружения // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы Международных академических чтений. Курск: Курск.гос. ун-т, 2014. С. 92-98.
10. Никулин А.И., Обернихин Д.В., Никулина Ю.А. Предельная прочность изгибаемых железобетонных элементов на основе применения энергетического критерия разрушения бетона // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы международных академических чтений. Курск: Курск.гос. ун-т, 2014. С. 98-107.
11. Попов Г.И. Железобетонные конструкции, подверженные действию импульсных нагрузок. М.: Стройиздат, 1986. 128 с.
12. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Особенности расчета конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок // Бетон и железобетон. 1985. № 6. С. 15-16.

13. Рахманов В.А., Розовский Е.Л., Цупков И.А. Влияние динамического воздействия на прочностные и деформативные свойства тяжелого бетона // Бетон и железобетон. 1987. № 7. С. 19-20.

14. Тамразян А.Г., Хетагуров А.Т. К влиянию свободной воды на динамическое поведение бетона // Бетон и железобетон. 2002. № 3. С. 8-10.

15. Цветков К.А. Основные результаты экспериментально-теоретических исследований прочностных и деформативных свойств бетона при динамическом нагружении в условиях одноосного и двухосного сжатия // Вестник МГСУ. 2007. № 3. С. 109-120.

## **О ПРОГНОЗИРОВАНИИ ВО ВРЕМЕНИ ДЕФОРМАТИВНО-ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК МОНОЛИТНОГО БЕТОНА С ДОБАВКОЙ УСКОРИТЕЛЯ ЕГО ТВЕРДЕНИЯ**

**Никулина Ю.А., магистрант**

**Облогин А.В., магистрант**

**Никулин А.И., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

С целью уменьшения сроков возведения зданий из монолитного железобетона перспективным является ускорение процесса набора бетоном прочности, и чтобы при этом время схватывания бетонной смеси не препятствовало технологии её укладки. Для соблюдения этих условий используются специальные методы ухода за бетоном, например, тепловая обработка [9], а также химические добавки [4, 5]. Отдельные или, так называемые, «монофункциональные» ускорители твердения, как правило, не используются. Чаще всего, на практике применяются комплексные или «полифункциональные» добавки [9], сочетающие в себе суперпластификатор, ускоритель твердения и замедлитель схватывания. Такое сочетание позволяет не только увеличить прочность в первые часы твердения, но и увеличить проектную прочность бетона на 28 суток.

В качестве ускорителя твердения можно применить содосульфатную смесь (ССС), которая является полупродуктом ОАО «Химический завод им. Л.Я. Карпова» (г. Менделеевск, Республика Татарстан) [9]. Эта добавка имеет низкую стоимость и обладает достаточным ускоряющим действием на твердение бетона.

По рекомендациям работы [9] в состав комплексной добавки наряду с ССС (0,5 %) вводятся также суперпластификатор Melflux (0,3 %) и нитрит натрия (0,5 %), которые обеспечивают распыл конуса 150 мм при В/Ц=0,38. Таким образом, дозировка всей комплексной добавки составляет всего 1,3% от массы цемента.

Особенности нарастания прочности тяжелого бетона во времени достаточно подробно рассмотрены в работах [3, 7, 10].

Представляется, что для аналитического описания указанного явления в случае ускоренного процесса твердения бетона можно использовать зависимость, предложенную в работе Г.А. Гениева [2]:

$$R_b = R_{b,\max} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{R_{b,28}}{R_{b,\max}} \right)^{\frac{t}{t_0}} \right], \quad (1)$$

где  $t$  – возраст бетона от момента его укладки (сут.);  $R_{b,\max}$  – экспериментально определяемая прочность бетона при заданном времени твердения бетона ( $t > 28$  сут.), МПа;  $R_{b,28}$  – эталонная прочность бетона при центральном сжатии в возрасте 28 сут.;  $t_0$  – расчетный возраст бетона, обеспечивающий заданную величину набора его эталонной прочности (сут.).

На рис. 1 представлены кривые нарастания прочности бетона во времени, построенные в интервале от 0 до 28 сут. по зависимости (1).

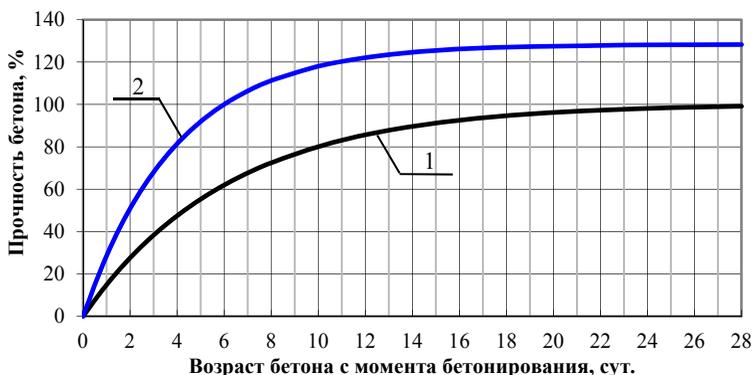


Рис. 1. Графики нарастания во времени прочности бетона класса В20: 1 – бетон без добавок; 2 – бетон с добавлением ускорителя твердения ССС в составе комплексной добавки ССС + Melflux + нитрит натрия

При  $t = 3$  сут. относительная прочность бетона с ускорителем твердения ССС составила 68,0%, что почти в два раза превышает аналогичный показатель для эталонного бетона (38,3%). Через 7 сут. после бетонирования соотношение относительных величин прочности у бетонов с добавкой ускорителя твердения и без неё существенно изменяется и становится равным 1,57. При этом эталонная прочность бетона оказывается немного превышенной (106,3%). Через 28 сут. это превышение достигает 28,3 % по отношению к бетону без добавок.

Таким образом, аналитическая зависимость (1) позволяет с достаточной степенью точности описать процесс набора прочности бетона как с ускорителем твердения, так и без него.

При этом наряду с прочностью бетона ( $R_{b,t}$ ) в определенный момент времени ( $t$ ) для выполнения последующих расчетов по двум группам предельных состояний необходимо знать также и другие характеристики материала, в том числе нормативный модуль упругости ( $E_{bn,t}$ ), прочность на растяжение ( $R_{bt,t}$ ), предельные относительные деформации при сжатии ( $\varepsilon_{bR,t}$ ) и растяжении ( $\varepsilon_{btR,t}$ ).

Чтобы установить зависимость для определения величины нормативного модуля упругости бетона при сжатии, воспользуемся рекомендациями работы [1]:

$$E_{bn,t} = E_{bn,28} [R_{b,t} / R_{b,28}]^{0,3}, \quad (2)$$

где  $E_{bn,28}$  – нормативный модуль упругости бетона при сжатии в возрасте 28 суток.

На основании обобщения данных, представленных в работах [1, 3, 6], для определения величины  $\varepsilon_{bR,t}$  применительно к тяжелому бетону рекомендуется следующая эмпирическая зависимость:

$$\varepsilon_{bR,t} = 0,022 \sqrt[3]{R_{b,t} / E_{bn,t}}. \quad (3)$$

Влияние ускорителя твердения на прочность бетона при центральном растяжении  $R_{b,t}$  может быть рассчитано согласно рекомендациям работы [1] по следующей формуле:

$$R_{b,t} = R_{bt,28} \cdot \sqrt[3]{(R_{b,t} / R_{b,28})^2}, \quad (4)$$

где  $R_{bt,28}$  – прочность бетона при центральном растяжении в возрасте 28 суток.

Осталось найти величину предельной относительной деформации бетона при растяжении ( $\varepsilon_{btR,t}$ ), для определения которой рекомендуется [6] следующая эмпирическая зависимость:

$$\varepsilon_{btR,t} = \frac{1}{15} \sqrt[3]{\left(\frac{R_{bt,t}}{E_{bn,t}}\right)^2} . \quad (5)$$

Исходя из всего вышесказанного, следует сделать вывод о том, что предлагаемые зависимости могут применяться для определения деформативно-прочностных характеристик монолитного бетона с ускорителем его твердения, которые в свою очередь используются для выполнения последующих расчетов по двум группам предельных состояний [6, 8] в заданный момент времени.

### Библиографический список

1. Алмазов В.О. Проектирование железобетонных конструкций по Евронормам: научное издание. М.: Изд-во АСВ, 2011. 216 с.
2. Гениев Г.А. Зависимость прочности бетона от времени // Бетон и железобетон. 1993. № 1. С. 15-17.
3. Казаков Д.В., Никулин А.И., Сотников Д.Ю. Прочность изгибаемых железобетонных элементов с учётом старения бетона // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. 2009. № 3. С. 18-22.
4. Касторных Л.И. Добавки в бетоны и строительные растворы. 2-е издание. Рн/Д: Феникс, 2007. 221 с.
5. Красникова Н.М., Морозов Н.М., Кашапов Р.Р., Хозин В.Г., Гайнеев А.Р. Ускоритель твердения для цементных систем // Современные строительные материалы, технологии и конструкции. 2015. Том 1. С. 557-564.
6. Никулин А.И., Обернихин Д.В., Никулина Ю.А. Прочность изгибаемых железобетонных элементов на основе применения трансформированных диаграмм сжатия бетона // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР-2014. Чебоксары: Изд-во Чуваш.ун-та, 2014. С. 161-168.
7. Никулин А.И., Сотников Д.Ю., Казаков Д.В. Трансформирование диаграмм деформирования тяжёлого бетона с учётом нарастания его прочности от времени // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. 2008. № 3. С. 22-28.
8. Никулин А.И., Фролов Н.В., Никулина Ю.А. Трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов с учетом использования в

растянутой зоне различных сочетаний стальной и стеклопластиковой арматуры // Бетон и железобетон. 2015. № 3. С. 18-22.

9. Степанов С.В., Морозов Н.М., Хозин В.Г. Влияние комплексного ускорителя твердения на режим тепловой обработки мелкозернистого бетона // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2014. №1. С. 164-169.

10. Сулейманова Л.А. Поведение бетона под нагрузкой, механизм его разрушения и оценка этого процесса // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 1. С. 68-75.

## **СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ ОПЫТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ТРАПЕЦИЕВИДНОГО И ДРУГИХ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ**

**Обернихин Д.В., ассистент**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Железобетонные изгибаемые элементы с различными формами поперечного сечения (прямоугольного, таврового, двутаврового, трапециевидного и др.) составляют значительную часть сборных, монолитных и сборно-монолитных конструкций, в то время как данные о работе под нагрузкой некоторых из них очень ограничены. Следует отметить, что большинство однопролетных балок представлены балками таврового и двутаврового поперечного сечения с предварительным напряжением [7]. При пролетах 4,5 м и меньше балки с предварительным напряжением встречаются редко. Это обусловлено экономически неоправданными затратами на выполнение предварительного напряжения и использование высокопрочных видов сталей. Поэтому данную нишу заняли балки прямоугольного сечения.

Балки трапециевидного сечения нашли применение в конструкциях фундаментов и представлены фундаментными балками. В конструкциях перекрытий данные балки почти не используются.

Рассмотрим возможность применения балок трапециевидного поперечного сечения в различных конструкциях наравне с прямоугольными и тавровыми балками. Предпосылками к экспериментальным исследованиям железобетонных балок различной поперечной формы стали численные исследования, проведенные в

работах [2, 3, 6] с использованием предпосылок и допущений деформационной расчетной модели [4].

В данной работе произведен анализ результатов экспериментальных исследований, описанных в работах [1, 5].

В ходе эксперимента были испытаны 12 железобетонных балок прямоугольного (БП), таврового (БТ), трапециевидного сечений с верхней (БТРВ) и нижней (БТРН) широкими гранями, по 3 балки каждого вида. Все балки имели одинаковые габаритные размеры: длина 1200 мм, ширина 120 мм, высота 140 мм. В качестве продольной рабочей арматуры использовалась арматура класса А500 диаметром 12 мм. Для изготовления балок использовался бетон класса В20.

Результаты испытания приведены в таблице 1, где:

- $P_{\text{crс}}$  – нагрузка трещинообразования, кН;
- $P_{\text{ult}}$  – разрушающая нагрузка, кН;
- $A$  – площадь поперечного сечения,  $\text{см}^2$ .

Таблица 1

**Основные результаты испытаний опытных балок**

| № партии | Марка балки | $A, \text{см}^2$ | $P_{\text{crс}}, \text{кН}$ | $P_{\text{ult}}, \text{кН}$ |
|----------|-------------|------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 1        | БП-1        | 168              | 7,825                       | 40,61                       |
|          | БП-2        |                  | 7,415                       | 40,115                      |
|          | БП-3        |                  | 7,080                       | 38,755                      |
| 2        | БТ-1        | 120              | 5,11                        | 38,64                       |
|          | БТ-2        |                  | 4,98                        | 38,64                       |
|          | БТ-3        |                  | 3,86                        | 39,261                      |
| 3        | БТРВ-1      | 126              | 5,350                       | 39,896                      |
|          | БТРВ-2      |                  | 4,911                       | 39,275                      |
|          | БТРВ-3      |                  | 4,850                       | 39,275                      |
| 4        | БТРН-1      | 126              | 5,12                        | 36,791                      |
|          | БТРН-2      |                  | 5,63                        | 38,654                      |
|          | БТРН-3      |                  | 4,93                        | 37,411                      |

Основываясь на полученных данных, можно сделать вывод, что максимальная прочность и трещиностойкость оказались у балок прямоугольного поперечного сечения, а минимальными аналогичными характеристиками обладали балки трапециевидного поперечного сечения с нижней широкой гранью. Однако при этом не учтено, что у испытанных балок разных поперечных сечений существенно различается расход бетона.

Для сравнительного анализа полученных результатов у опытных балок с учетом их фактической материалоемкости рассмотрим такие показатели, как удельная прочность и удельная трещиностойкость.

В качестве удельной прочности ( $k_{ult}$ ) и трещиностойкости ( $k_{crc}$ ) примем, соответственно, отношение разрушающей нагрузки ( $P_{ult}$ ) и нагрузки трещинообразования ( $P_{crc}$ ) к площади поперечного сечения балок (1, 2):

$$K_{ult} = P_{ult}/A, \quad (1)$$

$$K_{crc} = P_{crc}/A. \quad (2)$$

Средние значения удельной прочности и трещиностойкости для опытных балок различного поперечного сечения приведены в таблице 2 и на рисунках 1 и 2.

Таблица 2

**Удельные характеристики прочности и трещиностойкости для опытных балок**

| № партии | Марка балки | A, см <sup>2</sup> | P <sub>срс</sub> , кН | P <sub>ult</sub> , кН | K <sub>срс</sub> *100, кН/см <sup>2</sup> | K <sub>ult</sub> , кН/см <sup>2</sup> |
|----------|-------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|---|---------------------------------------|
| 1        | БП          | 168                | 7,44                  | 39,83                 | 4,429                                     | 0,24                                  |
| 2        | БТ          | 120                | 4,65                  | 38,85                 | 3,875                                     | 0,32                                  |
| 3        | БТРВ        | 126                | 5,04                  | 39,48                 | 3,998                                     | 0,31                                  |
| 4        | БТРН        | 126                | 5,23                  | 37,62                 | 4,148                                     | 0,30                                  |

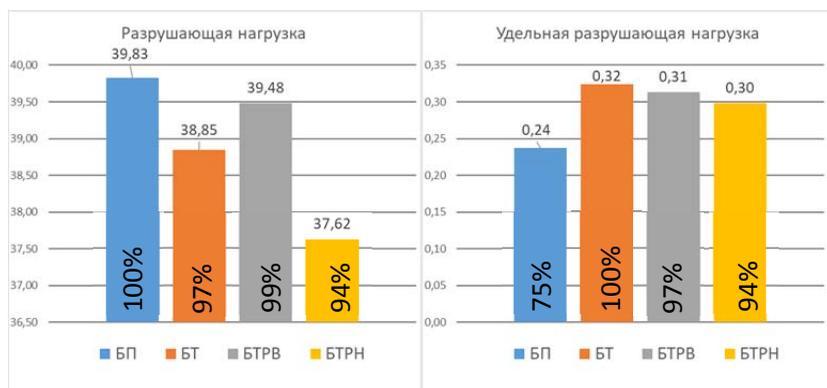


Рис. 1. Сравнение значений полных и удельных нагрузок на стадии разрушения опытных балок

На основании данных, полученных в ходе экспериментальных исследований, можно сделать следующие выводы:

- максимальная разрушающая нагрузка (39,83 кН) оказалась у балок серии БП, что, соответственно, на 1% и 6% выше, чем у балок трапециевидного сечения с верхней широкой и нижней гранью, и на 3 % выше, чем у тавровых балок;

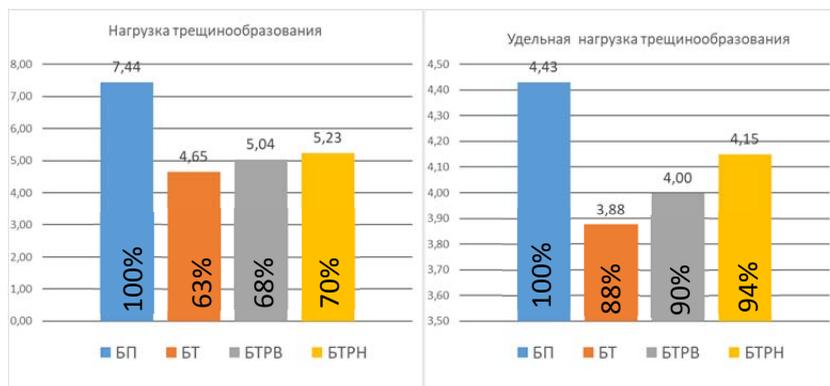


Рис. 2. Сравнение значений полных и удельных нагрузок на стадии исчерпания трещиностойкости опытных балок

- наибольшая удельная разрушающая нагрузка (0,32 кН/см<sup>2</sup>) оказалась у балок таврового поперечного сечения. Для балок трапециевидного сечения значения удельной разрушающей нагрузки составили для серии БТРВ 0,31 кН/см<sup>2</sup> и для серии БТРН 0,30 кН/см<sup>2</sup>, что на 3% и 4% меньше, чем для тавровых балок;

- наименьшее значение удельной разрушающей нагрузки (0,24 кН/см<sup>2</sup>) получено у балок серии БП, что на 25%, 23% и 20% ниже, чем для балок БТ, БТРВ и БТРН, соответственно;

- максимальная нагрузка, соответствующая появлению первой трещины, оказалась у балок прямоугольной формы БП и составила 7,44 кН, что на 37%, 32% и 30% выше, чем у балок серии БТ, БТРВ и БТРН, соответственно. Минимальная нагрузка трещинообразования (4,65 кН) получена у балок таврового сечения БТ, что на 60%, 8% и 12% ниже, чем для балок БП, БТРВ и БТРН;

- наибольшей удельной трещиностойкостью обладают балки серии БП, у которых этот показатель составил  $4,43 \cdot 10^{-2}$  кН/см<sup>2</sup>, что на

12%, 10% и 6% выше, чем у балок серии БТ, БТРВ и БТРН, соответственно;

– наименьшая удельная трещиностойкость ( $3,88 \cdot 10^{-2}$  кН/см<sup>2</sup>) оказалась у балок серии БТ, что на 14%, 3% и 7% ниже, чем для балок серии БП, БТРВ и БТРН;

– разрушающая нагрузка для балок серии БТРВ (39,48 кН) оказалась на 4,9% выше, чем для балок БТРН (37,62 кН), в то время как удельная разрушающая нагрузка оказалась выше всего на 3,3%;

– полная и удельная величины нагрузок трещинообразования у балок серии БТРН оказалась выше, чем у балок БТРВ на 3,8%.

На основании анализа полученных результатов можно сделать вывод о целесообразности применения в практике проектирования и строительства железобетонных балок трапециевидного сечения и, в первую очередь, с широкой верхней гранью (БТРВ). Такие балки отвечают требованиям оптимального конструктивно-технологического решения для малых (до 4,5 м) пролетов перекрытий в зданиях и сооружениях.

Следует отметить, что балки трапециевидного поперечного сечения более технологичны в изготовлении, чем балки прямоугольного и таврового поперечных сечений. Если учесть, что по удельной разрушающей нагрузке они превосходят балки прямоугольного сечения и почти не уступают балкам таврового поперечного сечения, то их применение в практике строительства будет отвечать всем современным требованиям по ресурсосбережению материалов и обеспечению конструктивной безопасности зданий и сооружений.

### **Библиографический список**

1. Никулин А.И., Обернихин Д.В. Экспериментальные исследования деформативности изгибаемых железобетонных элементов различных поперечных сечений модели // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. № 4. С. 56-59.

2. Обернихин Д.В. Численные исследования прочности изгибаемых железобетонных элементов трапециевидного сечения с широкой верхней гранью. // Международный студенческий строительный форум - 2016 (к 45-летию кафедры строительства и городского хозяйства): электронный сборник докладов. 2016. С. 473-477.

3. Обернихин Д.В. Численные исследования прочности, трещиностойкости и деформативности изгибаемых железобетонных

элементов трапециевидного сечения модели // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. № 5. С. 24-29.

4. Обернихин Д.В., Никулин А.И. Прочность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов трапециевидного поперечного сечения с нижней широкой гранью // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 4. С. 66-72.

5. Обернихин Д.В., Никулин А.И. Экспериментальные исследования прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных балок трапециевидного и прямоугольного поперечных сечений // Инновационная наука. 2016. №8-2. С. 73-77.

6. Обернихин Д.В., Никулина Ю.А. Численные исследования прочности изгибаемых железобетонных элементов трапециевидного и прямоугольного сечений // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы международных академических чтений. Курск: Изд-во Курск. гос. ун-та, 2015. С. 175-183.

7. Обернихин Д.В., Фролов Н.В. Железобетонные балочные элементы трапециевидного поперечного сечения // Образование, наука, производство: VII международный молодежный форум. Белгород: Изд-во Белгородского гос. ун-та, 2015. С. 2513-2516.

## **АРМИРОВАНИЕ ВОЛОКНИСТЫМИ КОМПОЗИТАМИ В РАМКАХ РЕШЕНИЯ ПРОБЛЕМЫ КОНСТРУКТИВНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ**

**Панченко Л.А., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В строительной практике все большее применение находят стекловолокна, углеродные, базальтовые, арамидные и другие волокна, повышающие механические характеристики композитов на их основе.

В строительной отрасли используется специально разработанное щелочестойкое стекловолокно, которое в рубленном виде смешивается с мелкозернистым бетоном, штукатуркой, сухими смесями. Волокно легко распадается в процессе смешивания на моноволокна, которые распределяются по объему изделия.

Стекловолокно, предназначенное для армирования бетона, предотвращает образование усадочных трещин, улучшает прочностные свойства, сопротивляемость удару и изнашиванию, значительно

улучшает показатели морозостойкости. Это повышает срок службы стеклофибробетона (СФБ) по сравнению с бетоном.

Будучи композитом, стеклофибробетон сочетает в себе положительные свойства компонентов – высокую прочность бетона на сжатие и стекловолокна на растяжение. В совокупности два компонента обеспечивают прочность на растяжение в 3–4 раза большую, чем у бетона. По сравнению с бетоном прочность на растяжение при изгибе больше в 4–5 раз, а ударная вязкость – в 15–20 раз [1].

В тонкостенных конструкциях эффективным вариантом является сочетание стальной арматуры с короткой фиброй или сеткой из стеклофибры. Арматура, помещенная в середине, воспринимает растягивающие усилия, а массив стеклофибры или сетка у поверхности воспринимают изгибные напряжения и препятствуют раскрытию трещин.

Стеклофибробетонные конструкции на его основе имеют более высокую стоимость (в 1,2–2,5 раза) в расчете на 1 м<sup>3</sup> изделия в сравнении с традиционным бетоном и железобетонном. Но благодаря высокому показателю конструктивного качества самого материала изделия из СФБ обычно имеют небольшую толщину, и при равной несущей способности с толстостенными бетонными изделиями показатели стоимости изделий из СФБ в пересчете на 1 м<sup>3</sup> сопоставимы и в большинстве случаев предпочтительны в сравнении с бетонными изделиями. В то же время более низкая материалоемкость изделий из СФБ позволяет снижать расходы на транспортировку, погрузочно-разгрузочные, монтажные работы. Становится возможным использование подъемно-транспортных средств малой грузоподъемности.

При реконструкции зданий и сооружений получило популярность подкрепление элементов внешними пластинками и полосами, благодаря легкости их установки и незначительным структурным изменениям. Вначале использовались только стальные пластинки и полосы. Технология их установки достигла определенного совершенства.

В последнее время для усиления бетонных и железобетонных элементов конструкций используются высокотехнологичные композиты типа полимеров, армированных стеклянными и углеродными волокнами. Они имеют преимущества в отношении прочности на растяжение и модуля продольной упругости.

Дисперсное армирование тонкостенных конструкций является одним из способов их оптимизации. Помимо варьирования

конфигурации оболочки или складки, мы можем изменять в нужном направлении механические свойства материала.

Рассмотрены примеры оптимального проектирования купола и сферического резервуара [2]. Помимо переменной толщины стенок, экономический эффект достигался за счет рационального процента фибрового армирования.

Рассмотрены также цилиндрические резервуары с дополнительным армированием стекловолокном [3]. При использовании железобетона актуальной проблемой является ограничение трещинообразования. Помимо уменьшения жесткости конструкции, возникает опасность коррозии арматуры [4].

Эффективным вариантом является сочетание стальной арматуры с короткими волокнами или сеткой из стекловолокна. Арматура воспринимает большую часть как растягивающих, так и изгибающих усилий, а массив стекловолокна (или сетка) у поверхности создает дополнительное противостояние изгибным напряжениям и препятствует раскрытию трещин.

Подробное рассмотрение образования и раскрытия трещин при дополнительном дисперсном армировании стекловолокном установило существенное улучшение состояния конструкции с позиций второго предельного состояния.

Произведена оценка эффекта стеклопластиковой обоймы в увеличении прочности бетона на сжатие. Напряжения обжатия, создаваемые трубой из стали, становятся постоянными при достижении ею предела текучести. Стеклопластиковая обойма остается упругой вплоть до разрушения.

Воздействия окружающей среды, такие как низкие температуры, радиация и высокая влажность могут значительно нарушить конструкционную целостность и долговечность бетонных колонн. Чтобы избежать этого, можно укладку бетона производить в несъемную опалубку в виде ПАВ-трубы. Достигается двойной эффект: защита бетона от резких воздействий среды и увеличение прочности и вязкости колонн, обусловленное обоймой. Как следствие, вытекает дополнительная экономия материалов вследствие сокращения площади поперечного сечения при заданной проектной нагрузке, а также использования ПАВ-труб в качестве опалубки.

Решение проблемы конструктивной безопасности связано с исследованием механизма разрушения дисперсно армированного бетона в конкретном случае. Механизмы упрочнения включают микротрещинообразование, развитие трещины, наличие перемычки в

трещине, поверхностное зацепление и закрытие трещины. Механизмы дополнительного упрочнения, возникающие из-за наличия волокон, включают изгиб волокон и внутреннюю энергию разрушения волокон. Развитие механизмов потребления энергии в бетоне будет увеличивать его предел прочности, потому что волокна могут потреблять дополнительное количество энергии при их выходе или разрушении.

В начале нагружения взаимодействие между волокнами и бетонной матрицей упругое, напряжения передаются посредством сдвига. При увеличении нагрузки из-за сдвига может произойти разрушение матрицы или расслаивание волокон. Последнее вызывается комбинацией механизмов передачи упругих напряжений и сил трения. Анализ показывает, что матрица и волокна - линейно упругие материалы, идеально связанные друг с другом. Условие совместности деформаций требует наличия деформаций растяжения в матрице в радиусе  $R$  от волокна, равных в среднем деформациям растяжения композита. Растягивающие напряжения волокна  $\sigma(x)$  и напряжения сдвига  $\tau(x)$  соответственно на расстоянии  $x$  от конца волокна можно определить, используя зависимость [5]:

$$\sigma(x) = E_f \varepsilon_m \left[ 1 - \left( \operatorname{ch} \beta_1 \left( \frac{1}{2} - x \right) / \left( \operatorname{ch} \frac{\beta_1 l}{2} \right) \right) \right], \quad (1)$$

$$\tau(x) = \frac{1}{2} E_f \varepsilon_m \beta_1 \left[ \operatorname{sh} \beta_1 \left( \frac{1}{2} - x \right) / \left( \operatorname{ch} \frac{\beta_1 l}{2} \right) \right] \quad (2)$$

где  $\varepsilon_m$  – средняя деформация матрицы;  $\beta_1$  – математический параметр, определяемый выражением:

$$\beta_1 = \sqrt{2} G_m / (E_f r^2 \ln(R/r)), \quad (3)$$

здесь  $R$  – радиус матрицы вокруг волокна;  $r$  – радиус волокна;  $l$  – длина волокна;  $E_f$  – модуль упругости волокна;  $G_m$  – модуль сдвига матрицы.

Напряжения сдвига на концах волокон, найденные экспериментальным путем, имеют более высокие значения, чем эти же напряжения, определенные по указанным выше формулам.

Если бетон, армированный волокнами, рассматривается как квазихрупкий материал с нелинейной диаграммой, то напряжения описываются иначе. В начальный (упругий) период нагружения в соответствии с моделью Кокса [6] максимум напряжений сдвига имеет место на конце волокна. Однако в бетоне с трещинами он будет иметь

место в точке, в которой наблюдается полная связь между волокном и матрицей. При наличии отслаивания перед трещинообразованием или в зоне трещин, напряжения сдвига вычисляются как комбинация сил трения вблизи трещины и упругих напряжений вдали от нее. С другой стороны, если наблюдается отслаивание, напряжения сдвига на пересечении трещины с волокном будут вначале упругими, следующими модели Кокса.

Бартос [7] исследовал влияние длины волокна на вид разрушения бетона, армированного волокнами. Рассматриваются три случая распределения напряжений при наличии трещин: упругие напряжения сдвига, когда отслаивание отсутствует; силы трения без каких-либо упругих напряжений; комбинация упругих напряжений и сил трения. Силы трения на единицу длины волокна (поток сил трения) интенсивнее, чем средняя сила трения. Исследованиями установлено три основных длины волокна. Сценарий возможного разрушения, основанный на этих длинах волокон, представлен в таблице 1. При этом  $l_c$  – критическая длина волокна, за пределами которой волокно будет разрушаться раньше, чем произойдет его выход;  $l_p$  – минимальная длина связи, необходимая для предотвращения ее катастрофического разрушения;  $\sigma_{fu}$  – предельное напряжение растяжения волокна.

Принимая во внимание равновесие напряжений на одиночном хрупком волокне в бесконечной матрице, критическую длину волокна диаметром  $d_f$  можно представить выражением

$$l_c = \frac{\sigma_{fu} d_f}{2 \tau} \quad (4)$$

Таблица 1

**Влияние длины волокна на вид разрушения  
и напряжения растяжения волокна**

| Длина           | Вид разрушения                                  | Растягивающие напряжения волокна |
|-----------------|---|----------------------------------|
| $l < l_p$       | Волокно выходит путем внезапного отслаивания    | $\sigma < \sigma_{fu}$           |
| $l_p < l < l_c$ | Волокно выходит при постепенном отслаивании     | $\sigma < \sigma_{fu}$           |
| $l_c < l$       | Волокно разрушается без какого-либо отслаивания | $\sigma < \sigma_{fu}$           |

Экспериментальные исследования, рассматривающие поведение волокон, обнаружили линейную зависимость «нагрузка-скольжение» для бетона, армированного волокнами после пика нелинейной диаграммы. Эксперименты выявили основные факторы для напряжений выхода в виде напряжений сдвига и сцепления. Предложено несколько микромеханических моделей, которые достаточно точно предсказывают напряжения выхода волокон в цементной матрице. Главное различие между ними состоит в определении параметров, передающих упругие напряжения сдвига.

### **Библиографический список**

1. Панченко Л.А. Рационализация использования стеклофибробетона в строительстве зданий и инженерных коммуникаций // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2014. № 2. С.34–36.
2. Панченко Л.А., Юрьев А.Г. Проектирование сферического резервуара из стеклофибробетона // Научно-технические инновации: сб. докл. междунар. науч.-практ. конф. Белгород, 2016. Ч.1. С. 150–155.
3. Панченко Л.А. Железобетонные цилиндрические резервуары с дополнительным армированием стекловолокном // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2009. № 2. С. 68–71.
4. Смоляго Г.А., Дрокин С.В., Белоусов А.П., Пушкин С.А. Обследование железобетонного резервуара для хранения чистой воды // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. № 1. С. 47–51.
5. Reda Taha M.M., Shrive N.G. Enhancing fracture toughness of high-performance carbon fiber cement composites // ACI Materials Journal, 2001, 2, pp. 168–178.
6. Cox H.L. The Elasticity and Strength of Paper and Other Fibrous Materials // British Journal of Applied Physics, 1952, V. 3, pp. 72–79.
7. Bartos P. Analysis of Pull-Out Tests on Fibers Embedded in Brittle Matrices // Journal of Material Science, V.15, 1980, pp. 3122–3128.

## **ПРИМЕНЕНИЕ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

**Пириев Ю.С., доц.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

До недавнего времени металлическая арматура являлась практически единственным надежным материалом для армирования бетонных изделий. Опыт эксплуатации железобетонных изделий, армированных металлической арматурой, в сильно агрессивных средах показал, что обеспечить их коррозионную стойкость достаточно трудно. Так в США потери, вследствие коррозии арматуры, составляют ежегодно 57 миллиардов долларов. Эти потери в основном приходятся на объекты, эксплуатируемые во влажной среде, такие как мосты, тоннели, подземные парковки и др.

Также при проектировании некоторых изделий требуется обеспечить их диэлектрические свойства.

Несмотря на то, что с 70-х годов двадцатого столетия есть опыт применения неметаллической арматуры, широкого распространения она не получила. Ускоренное развитие химической промышленности способствовало практическому решению этой проблемы. На сегодняшний день в строительстве начали активно применять арматуру, которую называют общим названием – композитная. Композитная арматура – это неметаллическая арматура, материал которой состоит из волокон стекла или базальта. Волокна арматуры пропитаны связующим на полимерной основе. Встречаются также варианты изготовления изделий из углеродных и арамидных волокон и комбинированных. Для сцепления с бетоном на поверхности композитной арматуры в процессе производства формируются специальные рёбра или наносится покрытие из песка.

Разработка и исследования по изучению характеристик и характера работы композитной арматуры в конструкциях проводятся во многих развитых странах. Например, в Германии подробно изучена композитная арматура на основе стеклопластика. На основании полученных данных при испытании опытных балок, разработаны рекомендации по расчету и проектированию конструкций для инженерных сооружений. Интенсивно ведется работа по применению неметаллической арматуры в Японии. Там освоено и налажено производство композитной арматуры из фибропластика, в основе

которой имеются углеродные и арамидные волокна. Также доказана эффективность применения неметаллической арматуры для усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений.

В России в последние годы начали изучать неметаллическую арматуру на базальтовой основе. Производство такой арматуры является менее трудоемким и имеется достаточная сырьевая база.



Рис. 1. Композитная арматура

Композитную арматуру по виду основного материала принято классифицировать следующим образом:

- АСП или стеклопластиковая, изготавливаемая из стекловолокна, пропитанного термореактивной смолой, выполняющей функцию связующего материала. Главным достоинством является малый вес и высокая прочность;

- АУП или углепластиковая. В качестве основного материала для ее изготовления применяют углеродные волокна. Она обладает высокой прочностью, однако высокая цена не позволяет широкого распространения;

- АБП или базальтопластиковая. Материалами для изготовления такой арматуры являются базальтовые волокна и органические смолы. Характеризуется меньшей прочностью, чем стеклопластиковая, но большей стойкостью против агрессивных сред, соли, газа, щелочи и кислоты, что делает её весьма востребованным строительным материалом;

- АКК или комбинированная. Она изготавливается из волокон разного типа (в основном базальтопластиковых и стеклопластиковых).

Неметаллическая арматура является стойкой к коррозии, к воздействию влаги и агрессивных жидкостей, что значительно повышает долговечность конструкций. Она обладает значительной удельной прочностью (высокий предел прочности по отношению к плотности материала) и превышает показатели стальной арматуры класса А400 в несколько раз. Низкая теплопроводность композитной арматуры позволяет избежать появления мостиков холода в массиве конструкции. Такая арматура является неэлектропроводной, что способствует повышению электробезопасности конструкций (при проектировании фундаментов под опоры высоковольтной линии) и помещений, что позволяет исключить помехи при прохождении радиоволн. Сравнительно невысокая стоимость (иногда высокая) и удобство при транспортировке в виду малой массы также является достоинством такой арматуры. Композитную арматуру небольших диаметров возможно перевозить в бухтах.

Несмотря на многочисленные достоинства неметаллическая арматура имеет ряд недостатков. Во-первых, низкий модуль упругости материала, он в 4 раза меньше по сравнению со сталью, что негативно сказывается при работе композитной арматуры на растяжение. Неметаллическая арматура является хрупкой и непластичной. Поэтому изменение формы стержня невозможно без нагрева, что создаёт трудности при изготовлении монтажных петель и закладных деталей. Низкая стойкость к воздействию высоких температур может привести к потере прочностных свойств уже при температурах 150-300 градусов, в зависимости от вида используемых в производстве волокон (стеклопластик или базальтопластик).

На рынке представлена арматура двух видов: гладкого и периодического сечения. При этом гладкая арматура имеет покрытие, содержащее в своём составе песок для лучшего сцепления с бетоном. Необходимо учесть, что арматура с периодическим сечением воспринимает нагрузку и работает в составе конструкции лучше, чем гладкая, поэтому для использования в ответственных несущих элементах здания применяют их, тем более не полностью изучено поведение гладкой арматуры в случае некачественного изготовления. Тогда слой песчаного покрытия может отслаиваться и эффективность такого армирования конструкции будет сведена практически к нулю.

Благодаря своим эксплуатационным характеристикам композитную арматуру возможно применять в широком спектре конструкций здания и объектов инфраструктуры, а также при производстве ремонтных работ. Такой материал используют:

- в конструкциях, испытывающих воздействие агрессивной среды: фундаментах зданий, конструктивных элементах зданий химической и пищевой промышленности, сельскохозяйственных объектах;
- для укрепления оснований под строительными конструкциями различного назначения;
- в малоэтажном строительстве;
- в дорожном строительстве: в качестве армирования дорожного полотна, при сооружении и укреплении откосов насыпей, для укрепления смешанных элементов дороги (к примеру, асфальтобетон – рельсы), армирование проезжей части пролетных строений (мостов);
- при ремонте железобетонных конструкций в случае невозможности устройства слоя раствора значительной толщины;
- для изготовления поперечных связей в зданиях со стенами, возведенными из разного вида материалов (газосиликатные блоки и кирпич, кирпич и бетон и др.);
- для многослойной кладки из мелкоштучных элементов с гибкими связями;
- конструкции жилых, гражданских и промышленных зданий, при изготовлении которых не требуется предварительно напряженной арматуры;
- в элементах конструкций, в процессе эксплуатации которых возможна электрохимическая коррозия под воздействием блуждающих токов;
- в горных выработках при укреплении грунта при проходке тоннелей.

Армирование конструкций композитной арматурой выполняется так, как со стальной арматурой, диаметр стержней и размер ячеек при укладке композитной арматуры определяется расчётом исходя из требуемой несущей способности конструкции. Арматурные стержни в случае заливки монолитных конструкций размещаются в опалубке с определённым шагом и увязываются между собой вязальной проволокой или обычными электротехническими пластиковыми хомутами нужной длины. Последний вариант возможен благодаря небольшой массе прутков арматуры.

Расчёт композитной арматуры производится по тем же принципам, что и для металлической. За тем лишь исключением, что полученные при расчёте металлические прутки заменяют прутками из композитной арматуры другого диаметра с аналогичными прочностными характеристиками.

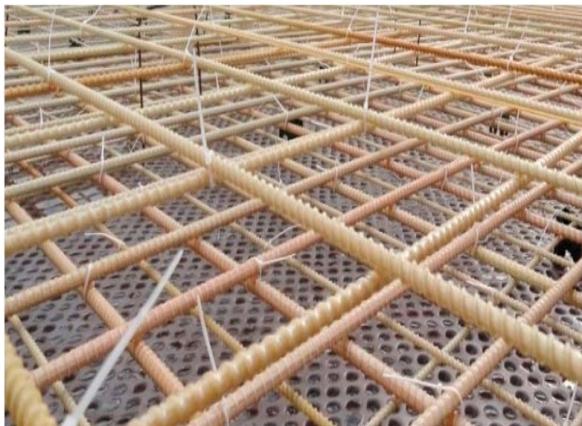


Рис. 2. Крепление арматурной сетки хомутами

Использование композитной арматуры в строительстве позволяет эффективно экономить средства не только за счёт низкой стоимости по сравнению со стальными прутками. Ввиду своей низкой массы она существенно снижает вес конструкции, что в свою очередь позволяет уменьшить габаритные размеры фундаментов и прочих несущих элементов, экономя при этом затраты на бетон.

Примерами применения неметаллической арматуры служит строительство около 400 мостов в США и Канаде, где настилы мостов армированы стеклопластиковой арматурой, толщина настила принята 200-230 мм, пролет 2,4-3,6 м.

В нашей стране (г. Туапсе и г. Новороссийск) уже возведены многоэтажные дома, где в качестве арматуры фундаментов принята неметаллическая арматура, также возведены опорные стены, армированные стеклопластиковой арматурой.

### **Библиографический список**

1. ГОСТ 31938-2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия.
2. СП 63.13330.2012. Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования.
3. Фролов Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1980. 104 с.

# УСИЛЕНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ УГЛЕВОЛОКНОМ С УЧЕТОМ ИСТОРИИ НАГРУЖЕНИЙ

Смоляго Г.А., д-р. техн. наук, проф.

Ищук Я.Л., аспирант

Чердниченко А.П., магистрант

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В настоящее время в связи с существенным моральным и физическим износом эксплуатируемых зданий и сооружений увеличивается объем работ по усилению и реконструкции. Поэтому возрастающая потребность в ремонтных работах, уменьшении их трудоемкости и стоимости приводят к необходимости разработки новых технологий усиления [1] и применения новых материалов. Одним из наиболее перспективных способов усиления является применение полимеркомпозиционных материалов на основе углеволокна, благодаря своим высоким физико-механическим свойствам, устойчивости к коррозионным воздействиям и относительной простоте монтажа [2].

На сегодняшний день существует множество зависимостей, описывающих нелинейную связь между напряжениями и деформациями бетона [3]. Наиболее удобной из них является зависимость, описываемая степенным полиномом  $k$  – той степени:

$$\sigma_b = \sum_{k=1}^n A_k \varepsilon_b^k, \quad (1)$$

где  $A_k$  – эмпирические коэффициенты, имеющие размерность напряжений;  $k$  – безразмерный коэффициент, который может быть любым целым числом.

При разработке методики оценки прочности по нормальным сечениям железобетонных изгибаемых элементов, усиленных углеволокном, используется ряд предпосылок:

1. Напряженно-деформированное состояние расчетного сечения соответствует усредненному состоянию блока между трещинами.
2. Работа растянутого бетона не учитывается.

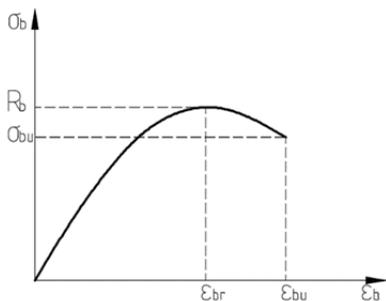


Рис. 1. Диаграмма сжатия бетона

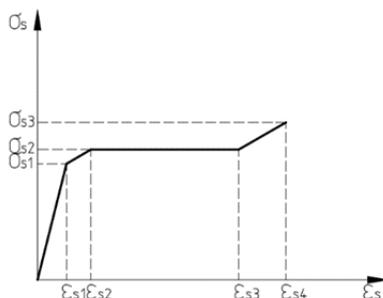


Рис. 2. Диаграмма растяжения арматуры

3. В указанном сечении наблюдается линейное распределение деформаций по высоте.

4. Связь между напряжениями и деформациями бетона выражается формулой (1).

5. Связь между напряжениями и деформациями арматурной стали принимается в виде кусочно-линейной диаграммы (рис. 2).

6. Связь между напряжениями и деформациями углеволокна принимается в виде линейной диаграммы (рис. 3).

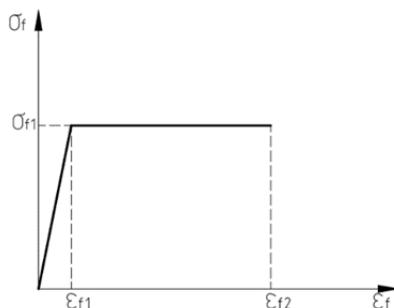


Рис. 3. Диаграмма растяжения углеволокна

Для определения связи между напряженно-деформированным состоянием конструкции после усиления и внешними усилиями запишем следующие уравнения равновесия [4]:

$$\int_A \sigma_b dA + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^n \sigma_{fi} A_{fi} - N = 0; \quad (2)$$

$$\int_A \sigma_b y dA + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} y_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^n \sigma_{fi} y_{fi} A_{fi} - M = 0, \quad (3)$$

где  $\sigma_b$  – напряжения на элементарной площадке бетона площадью  $dA_b$ , расположенной на расстоянии, равном  $y$  от нижней грани сечения;  $\sigma_{si}$ ,  $A_{si}$ ,  $y_{si}$  – напряжения в  $i$  – том арматурном стержне, площадь его поперечного сечения и расстояние от нижней грани сечения конструкции до указанной площади;  $\sigma_{fi}$ ,  $A_{fi}$ ,  $y_{fi}$  – напряжения в  $i$  – том слое углеволокна, площадь его поперечного сечения и расстояние от нижней грани сечения конструкции до указанной площади.

Кривизна изогнутой оси в сечении равна:

$$\kappa = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h}. \quad (4)$$

Подставляя (1) и (4) в уравнения (2) и (3) и произведя интегрирование, получим систему уравнений, описывающих напряженно-деформированное состояние усиленного сечения.

$$\frac{1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+1} \varepsilon_1^{k+1} + \sigma_s \mu_s + \sigma_f \mu_f - P = 0; \quad (5)$$

$$\frac{1}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2} \left[ \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+2} \varepsilon_1^{k+2} - \varepsilon_2 \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+1} \varepsilon_1^{k+1} \right] + \sigma_s \mu_s \xi + \sigma_f \mu_f - m = 0, \quad (6)$$

где  $\mu_s = \frac{A_s}{bh}$  – коэффициент армирования стальной арматурой;

$\mu_f = \frac{A_f}{bh}$  – коэффициент армирования углепластиком;  $\xi = \frac{a}{h}$  –

относительная высота сечения;  $P = \frac{N}{bh}$ ;  $m = \frac{M}{bh^2}$ .

При определении напряженно-деформированного состояния сечений традиционными методами по известному значению момента определяется кривизна изогнутой оси в сечении, а затем его жесткость. Однако использование диаграммы  $\sigma - \varepsilon$  бетона с ниспадающей ветвью делает такой подход неприемлемым, потому как возникает сложность выбора соответствующей моменту кривизны. Поэтому более целесообразно при определении жесткости сечения использовать обратный метод при соответствующей перестройке математического аппарата, т.е. по заданной кривизне определять величину действующего

момента, а уже затем жесткость. В таком случае, исключается сложность выбора соответствия момент-кривизна, поскольку каждому значению кривизны соответствует одно значение момента.

Уравнения (5) и (6) с учетом (4) можно представить в виде

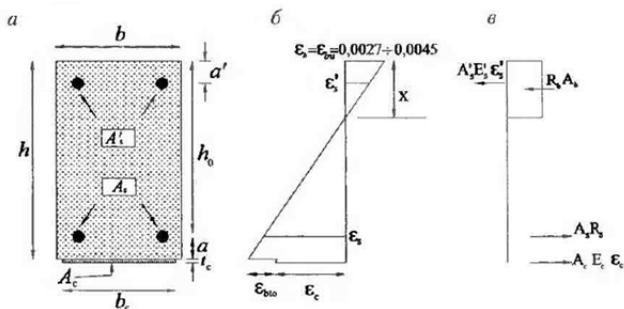


Рис. 4. Напряженно-деформированное состояние усиленного КМФ изгибаемого железобетонного элемента: а - поперечное сечение; б - распределение деформаций; в - распределение внутренних усилий

$$\frac{1}{\aleph h} \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+1} (\aleph h + \varepsilon_2)^{k+1} + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \mu_{si} + \sum_{l=1}^c \sigma_{fl} \mu_{fl} = 0; \quad (7)$$

$$\frac{1}{(\aleph h)^2} \left[ \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+2} (\aleph h + \varepsilon_2)^{k+2} - \varepsilon_2 \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{k+1} (\aleph h + \varepsilon_2)^{k+1} \right] + \quad (8)$$

$$+ \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \mu_{si} \xi_s + \sum_{l=1}^c \sigma_{fl} \mu_{fl} = 0,$$

где

$$\sigma_{si} = f(\varepsilon_{si}), \quad (9)$$

$$\sigma_{fl} = f(\varepsilon_{fl}). \quad (10)$$

Таким образом, в уравнениях (7) и (8) остается два неизвестных -  $\aleph$  и  $\varepsilon_2$ . При определении напряженно-деформированного состояния сечения по заданному значению кривизны  $\aleph$  из уравнений (7) и (8)

методом половинного деления определяются численные значения  $\varepsilon_2$ , а из (4) -  $\varepsilon_1$ . По формуле (6) вычисляется величина действующего в сечении момента, а затем и жесткость

$$D = \frac{M}{\delta}. \quad (11)$$

Основными преимуществами метода заданных деформаций для усиления изгибаемых железобетонных элементов является возможность учета истории нагружений конструкции, что позволяет путем итераций выбрать наиболее оптимальное соотношение момент-кривизна. Это, в свою очередь, дает возможность более рационально использовать материальные и трудовые затраты при усилении. В дальнейшем для подтверждения данной методики расчета планируется провести испытание опытных образцов – неразрезных балок, усиленных углеволокном под нагрузкой.

#### **Библиографический список**

1. Смоляго Г.А., Ищук Я.Л. Технология применения полимеркомпозитных материалов при реконструкции гражданских зданий // Материалы всероссийской научной конференции «Актуальные проблемы реновации жилищного фонда города: взаимосвязь экономических, технических и правовых аспектов». Белгород: НИУ БелГУ. 2016. С. 366-370.

2. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. М., 2007. С. 26-44.

3. Байков В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В.Н. Байков, С.В. Горбатов, З.А. Димитров // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. 1977. №6. С. 15-18.

4. Жданов А.Е. Несущая способность неразрезных железобетонных балок при силовых и деформационных воздействиях: дис... канд. техн. наук: 05.23.01. Киев, 1989. 171 с.

## **СУЩЕСТВУЮЩИЕ ПОДХОДЫ (МЕТОДЫ) К РАСЧЕТУ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ**

**Фрахманд Т., магистрант**  
**Крючков А.А., канд. техн. наук, доц.**  
*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Прежде чем говорить о подходах или методиках расчета зданий и сооружений на сейсмические нагрузки и воздействия, необходимо представить некоторую информацию о типах или уровнях сейсмического воздействия.

Существует два типа или уровня сейсмического воздействия:

- проектное землетрясение (ПЗ) – это то землетрясение, которое происходит раз в 100 лет;
- максимальное расчетное землетрясение (МРЗ) – это то землетрясение, которое происходит очень редко, по данным источника [1], один раз в промежуток от 500 до 5000 лет.

В связи с представленной информацией, можно сделать следующий вывод.

Здание или сооружение нужно запроектировать так, что бы оно было с одной стороны надежным и экономичным, т.е. рационально запроектированным, и при проектных землетрясениях оставалось без повреждений несущих конструкций, с другой – нельзя не исключить вероятность воздействия за весь срок эксплуатации (до момента исчерпания физического износа и срока службы здания) максимального расчетного землетрясения.

Однако, проектирование всех без исключения зданий и сооружений на основе МРЗ экономически нецелесообразно, в связи с его малой частотой повторяемости. При этом необходимо исключить значительные деформации и разрушения после МРЗ.

Сейсмические нагрузки, соответствующие ПЗ, должны использоваться при проектировании зданий и сооружений массового гражданского и промышленного строительства с применением карт А и Б «Общего сейсмического районирования РФ» [2].

Карта С должна быть использована для объектов повышенной степени ответственности (например, для экологически опасного объекта, крупного гидротехнического сооружения и др.).

Из известных подходов к расчету зданий и сооружений на сейсмические нагрузки и воздействия следует отметить следующие два:

- спектральный метод;
- прямой динамический метод.

### Спектральный метод

Сущность метода заключается в определении горизонтальных и иногда вертикальных нагрузок на здание (сооружение) и их приложении к расчетной схеме.

1. Если высота здания или сооружения превышает в два и более раза его ширину и длину  $H > 2B, 2L$ , то расчетную схему допускается принимать в виде многомассового упруго-деформируемого консольного стержня, жестко-заделанного в основании, а колебательное движение рассматривается по одному из направлений X или Y (рис. 1);

2. Если ширина  $B$  здания или сооружения меньше в три и более раза двух других его размеров ( $H$  – Высота и  $L$  – Длина)  $B > H, L/3$  допускается принимать расчетную схему, которая называется многомассовой перекрестной системой или по-другому, многоэтажная плоская многомассовая рама (рис. 2);

3. В остальных случаях необходимо принимать расчетную схему, по так называемой пространственной расчетной динамической модели (рис. 3).

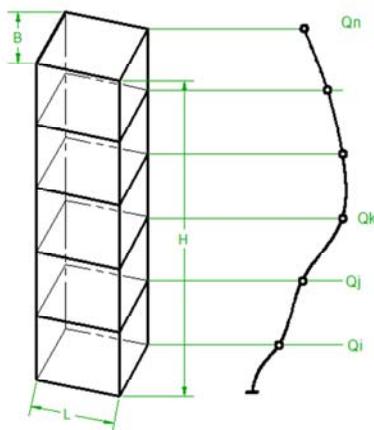


Рис. 1. Многомассовый упруго-деформируемый консольный стержень:  $H$  – высота здания;  $B$  – ширина здания;  $L$  – длина здания;  $Q_1, Q_j \dots Q_n$  – вес здания, сосредоточенный на уровне перекрытия каждого этажа здания

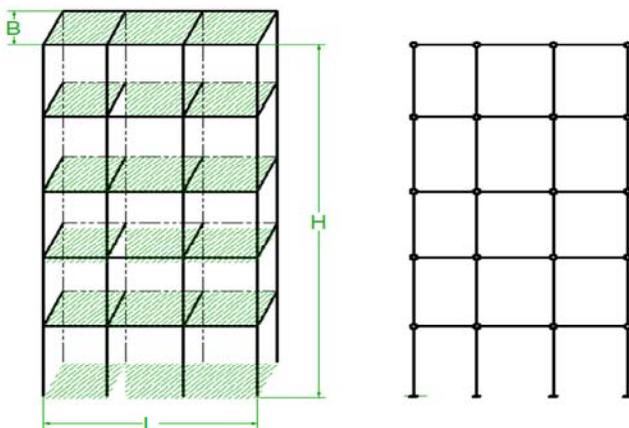


Рис. 2. Многомассовая перекрестная система:  
 $H$  – высота здания;  $B$  – ширина здания;  $L$  – длина упруго-деформируемой многомассовой перекрестной системы

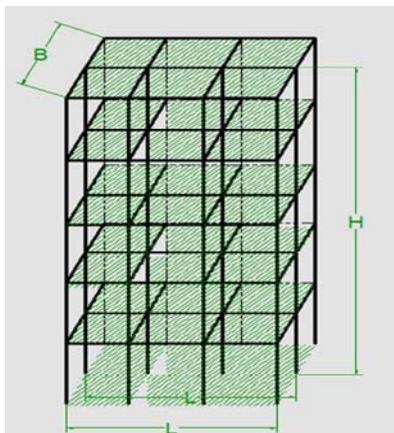


Рис. 3. Пространственная динамическая модель:  
 $H$  – высота здания;  $B$  – ширина здания;  $L$  – длина пространственной расчетной динамической модели с сосредоточенными в узлах массами в уровне перекрытия

Расчетная сейсмическая нагрузка (силовая или моментная) по выбранному направлению с номером  $j$ , приложенная к узловой точке  $k$  и соответствующая  $i$ -й форме собственных колебаний зданий или сооружений, определяется по формуле  $S_{I_k}^j = k_0 \cdot k_I \cdot S_{0I_k}^j$ ,

где:  $k_0$  – коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность, принимаемый по таблице 3 [2];

$k_I$  – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, принимаемый по таблице 4 [2];

$S_{0I_k}^j$  – значение сейсмической нагрузки для  $i$ -й формы собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле:

$$S_{0I_k}^j = m_k^i A \beta_i k_\psi n_{I_k}^j$$

где  $m_k^i$  – масса здания или момент инерции соответствующей массы здания, отнесенные к точке  $k$  по выбранной координате  $j$ , определяемые с учетом расчетных нагрузок на конструкции согласно П.5.1 [2];  $A = 0,1; 0,2; 0,4$  для районов с расчетной сейсмичностью 7, 8, 9 баллов. Этот коэффициент определяет максимальное ускорение в долях от ускорения свободного падения:

$$A = \ddot{\Delta}_{max} / g$$

Для 7 баллов  $\ddot{\Delta} = 61 \div 120$  см/сек<sup>2</sup>,  $A \approx 100/980 = 0,1$ ;

для 8 баллов  $\ddot{\Delta} = 121 \div 240$  см/сек<sup>2</sup>,  $A \approx 200/980 = 0,2$ ;

для 9 баллов  $\ddot{\Delta} = 241 \div 360$  см/сек<sup>2</sup>,  $A \approx 400/980 = 0,4$  (с запасом)

[1].

$\beta_i$  – коэффициент динамичности, соответствующий  $i$ -й форме собственных колебаний зданий или сооружений, принимаемый в соответствии с П. 5.6 [2];

$k_\psi$  – коэффициент, принимаемый по таблице 5;

$n_{I_k}^j$  – коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях по  $i$ -й форме, от узловой точки приложения рассчитываемой нагрузки и направления сейсмического воздействия, определяемый по 5.7, 5.8 [2].

### **Библиографический список:**

1. Чигринская Л.С. Сейсмостойкость зданий и сооружений / Учебное пособие для студентов специальностей 270102 "Промышленное и гражданское строительство" и 270105 "Городское строительство и хозяйство". Ангарск: Изд-во АГТА, 2009. 107 с.
2. СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*.
3. СНиП II-7-81\* Строительство в сейсмических районах. Госстрой России. М.: ГУП ЦПП, 2000. 44 с., карты ОСР-97.
4. Сеницын С.Б.. Теория сейсмостойкости: курс лекций / М-во образования и науки Росс. Федерации, Моск. гос. строит. ун-т. Москва : МГСУ, 2014. 88 с.

## **К ВОПРОСУ О СОВРЕМЕННЫХ СИСТЕМАХ БЕРЕГОУКРЕПЛЕНИЯ**

**Шарапов О.Н., ст. преп.  
Рудакова Д.С., магистрант  
Полякова В.В., студент  
Бабухин Д.А., студент**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Одно из важнейших мест в системе берегоукрепительной индустрии в береговой зоне занимают мероприятия по защите берега. Это связано с резким возрастанием абразии берегов [2-4] в последние десятилетия. Защита прибрежной территории от размыва осуществляется берегоукрепительными сооружениями, которые могут быть выполнены в виде укрепительных одежд того или иного типа, уложенных на соответствующим образом спланированный откос берега или в виде стенок набережных.

Актуальность темы вызвана тем, что размыв берегов представляет собой проблему всевозрастающей важности в связи с интенсивным заселением и освоением прибрежных территорий.

Из конструктивных особенностей набережных стен можно выделить следующие типы: свайные и гравитационные. Гравитационными стенами называют массивные подпорные стены. Если брать в учет область применения данных конструкций, то они

устанавливаются в местах, где забой свай невозможен в связи с прочностью пород. Набережные свайного типа устраиваются во всех грунтах, кроме скального. Если описать данные конструкции, то они состоят из бьефков и свайных ростверков. Бьефки без использования анкеров можно считать одним из простых способов фиксации берега в вертикальном положении. Высота данных сооружений от дна водоема до края стены достигает 3-4 метра. В случаях использования экранирующих и устройств разгрузки допускается высота 4,5-5 метров. При использовании стен с такой высотой рекомендуется применять заанкеренные бьефки, таким образом обезопасив конструкцию от возможных деформаций в случаях, когда рядом расположены транспортные пути.

При строительстве набережных на реках и каналах в условиях города широко применяются низкие свайные ростверки, которые можно увидеть во всю их высоту при низком уровне воды. Если говорить о высоте подобных конструкций, то их высота в редких случаях превышает 5 метров.

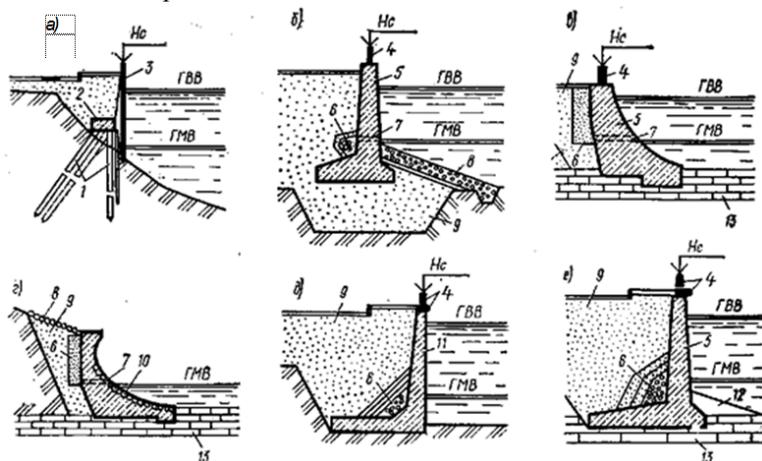


Рис. 1. Варианты берегоукрепительных стен:

- 1 – свайное поле; 2 – ростверк; 3 – вертикальная навесная панель; 4 – глухой парапет; 5 – монолитная стенка; 6 – дренаж; 7 – дренажный выпуск; 8 – каменная отсыпка; 9 – песок; 10 – облицовка из камня; 11 – сборная стенка; 12 – илстые отложения; 13 – скальный грунт

Высокие свайные ростверки имеют большую вариативность конструкций, которые представлены на рис. 1 (а). Ростверк,

располагающийся выше межи, устанавливают без заблаговременного водоотлива, что объясняет высокую популярность использования данной конструкции в условиях города. Рассматривая возникающие усилия [1], можно отметить, что вертикальные воспринимаются сваями и шпунтом, а горизонтальные – вертикальным навесным блоком, служащим ограждающей конструкцией.

Изображенные на рис. 1 (б, в) гравитационные стенки возводят в случаях возможности предварительного водоотлива и установки оградительных перемычек. Без данных операций строительные работы по возведению стенки невозможны.

Достаточно редки в применении конструкции монолитные или выложенные из камня стены, представленные на рис. 2 (г), исходя из современных требований данные методы давно признаны неиндустриальными, поскольку эти методы строительства применялись с давних времен.

Если рассматривать облегченные по весу конструкции, то тут выделяются гравитационные стены уголкового типа, показанные на рис. 2 (д, е). Эти сооружения находятся в состоянии устойчивости из-за грунтовой насыпи, масса которой прижимает нижний угол конструкции.

В качестве основного строительного материала при берегоукрепительных работах применяется, как ни странно, бетон. Чтобы гарантировать прочность и долговечность берегоукрепительных конструкций, бетон должен иметь следующие характеристики:

- Высокую прочность и способность воспринимать кратковременные и долговременные повышенные нагрузки.
- Устойчивость к воздействию влаги.
- Высокие показатели морозостойкости и жаростойкости.

Подобные условия к качеству бетонной смеси вызваны не беспочвенно. Поскольку постоянное воздействие нагрузок от волн и потока воды намного быстрее выводит конструкцию из строя. При длительном воздействии волн возникают трещины и сколы. Отсюда можно сделать вывод, что качество и надежность используемого бетона – залог долгой службы конструкции.

Помимо указанных основных решений, должны быть проработаны мероприятия по упорядочению отвода поверхностных вод с прилегающей территории и с поверхности самого откоса, а также предложения по организации работ в части срезки и планировки откоса, подачи и укладки материалов в укрепляемое покрытие откоса и др.

### **Библиографический список**

1. СНиП 2.06.04-82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения.
2. СНиП 2.06.15-85. Инженерная защита территории от затопления и подтопления.
3. СП 58.13330.2012 Гидротехнические сооружения. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003 (с Изменением N 1).
4. Волков И.М. [и др.] Проектирование гидротехнических сооружений. М: Колос, 1977. 98 с.

### **ЖЕЛЕЗОБЕТОН НАЧАЛА XX ВЕКА И ЕГО СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ**

**Юрьев А.Г., д-р техн. наук, проф.  
Серых И.Р., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В 1907 году в США вышла из печати книга «Новейшие методы расчета железобетонных сооружений, принятые в Америке», которую написали Ф.Э. Тёрнер (F.E. Turneaure) и Э.Р. Маурер (M.E. Maurer). Ее перевели на русский язык инженеры М.Е. Фурманов и В.С. Алейников. Публикация в Воронеже состоялась в 1910 году [1].

С тех пор прошло более ста лет, и любопытно сопоставить состояние железобетона в начале XX века и в наше время. Начнем с материалов, являющихся компонентами железобетона. Это бетон и стальная арматура. Бетон в свою очередь включает такие твердые составляющие, как цемент, песок, битый камень и гравий.

В работе [1] рекомендуется только портландцемент, удовлетворяющий требованиям «Общества Американских Гражданских Инженеров». Быстрота затвердевания различных родов цемента различная, ввиду чего необходимо обращать особое внимание на то, подвергается ли сооружение нагрузке сразу после возведения или через продолжительный промежуток времени.

Рекомендуется крупнозернистый песок, не содержащий глины. Мелкий песок требует больше цемента и воды при равных прочности и консистенции.

Битый камень (щебень) и гравий используются на равных началах. Они должны быть просеяны для удаления пыли и песка и отделения частей, превосходящих максимальный желаемый размер, который зависит от размеров элемента сооружения.

Обычно пропорции упомянутых компонентов бетона колеблются от 1:2:4 до 1:2:6. Смеси более жирные, чем 1:2:4, или более тощие, чем 1:2,5:5, не употребляются, хотя при благоприятной структуре песка удовлетворительной может оказаться пропорция 1:3:6.

Консистенция бетона в немалой степени зависит от производства работ. Чем суше бетон, тем тщательнее должен быть надзор при укладке материала в формы. С другой стороны, слишком сырой бетон не так прочен и должен быть быстро вылит в формы для предупреждения отделения друг от друга компонентов бетона.

О сопротивлении сжатию бетона (МПа) в начале XX века можно судить по табл. 1.

*Таблица 1*

**Сопротивление сжатию бетона (МПа) в начале XX века**

| Смесь | 7 дней | 1 месяц | 3 месяца | 6 месяцев |
|-------|--------|---------|----------|-----------|
| 1:2:4 | 9,9    | 15,2    | 18,3     | 24,2      |
| 1:3:6 | 8,3    | 13,7    | 16,0     | 19,6      |

Сопротивление бетона растяжению представим на основании опытов W.H. Henby (1904): для смеси 1:2:4 – 1,1 МПа, для смеси 1:3:6 – 0,7 МПа.

Сопротивление растяжению, определенное испытаниями поперечных сечений (растяжение при изгибе), соответственно равно 2,8 и 1,4 МПа.

Сопротивление сдвигу на основании опытов в Университете Иллинойса: для смеси 1:2:4 – 9 МПа, для смеси 1:3:6 – 7,9 МПа.

По исследованиям Баха и других ученых, предел упругости оказался равным  $1/2 \div 2/3$  временного сопротивления, а модуль упругости находится в пределах от  $1,27 \cdot 10^4$  до  $1,9 \cdot 10^4$  МПа.

В настоящее время бетоны классифицируют по виду применяемого вяжущего: бетоны на неорганических вяжущих (цементные бетоны, гипсобетоны, силикатные бетоны, кислотоупорные бетоны, жаростойкие бетоны и другие специальные бетоны) и бетоны на органических вяжущих (асфальтобетоны и пластбетоны). В некоторых случаях используются специальные добавки, улучшающие физико-механические свойства бетона [2].

Цементные бетоны, в зависимости от объемной массы, подразделяются на особо тяжелые (более 2500 кг/м<sup>3</sup>), тяжелые (от 1800 до 2500 кг/м<sup>3</sup>), мягкие (от 500 до 1800 кг/м<sup>3</sup>) и особо мягкие (менее 500 кг/м<sup>3</sup>).

Сталь для укрепления (армирования) имеет диаметр от 6 до 10 мм для легких полов вплоть до 40–50 мм для тяжелых балок или колонн. О сопротивлении растянутой стали (МПа) в начале XX века можно судить по табл. 2.

Таблица 2

**Сопротивление растянутой стали (МПа) в начале XX**

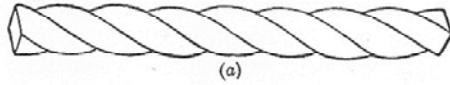
| Сталь                   | мягкая  | средняя | твердая |
|-------------------------|---------|---------|---------|
| предел упругости        | 190-220 | 220-250 | 320-380 |
| временное сопротивление | 320-380 | 380-440 | 510-640 |

Модуль упругости стали  $E_s = 1,9 \cdot 10^5$  МПа, упругая деформация для мягкой, средней и твердой стали соответственно равна  $(1-1,2) \cdot 10^{-3}$ ,  $(1,2-1,3) \cdot 10^{-3}$ ,  $(1,7-2) \cdot 10^{-3}$ .

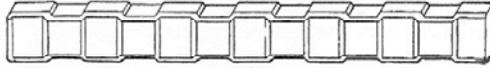
К началу XX века было предложено много применяемых и ныне специальных форм стержней, главная цель которых состояла в обеспечении связи с бетоном независимо от силы сцепления, так называемой «механической связи» (рис. 1).

В настоящее время наиболее распространена арматура стержневая (горячекатаная, упрочненная термически и вытяжкой), которая выпускается диаметром от 6 до 90 мм, и проволочная, в виде проволоки (диаметром от 3 до 8 мм), прядей, канатов, сварных тканых сеток. В предварительно напряженных конструкциях применяют напрягаемую арматуру из арматурной стали с высоким временным сопротивлением (900 МПа и более).

В начале XX века опытами было установлено, что удлинение железобетона такое же, как и простого бетона. Чрезвычайно трудно было определить момент, когда бетон начинает трескаться. Сталь заставляет его равномерно удлиняться даже после наступления разрыва, так что трещина раскрывается очень медленно и потому на некоторое время остается почти невидимой.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Рис. 1. Профилированные стержни

В теории изгиба использовалась гипотеза плоских сечений, хотя некоторые опыты обнаруживают неплоские сечения армированных балок. На рис. 2 представлено распределение напряжений в волокнах бетона согласно различным допущениям того времени, которые принимаются и в настоящее время. Кривая обычно принимается как парабола.

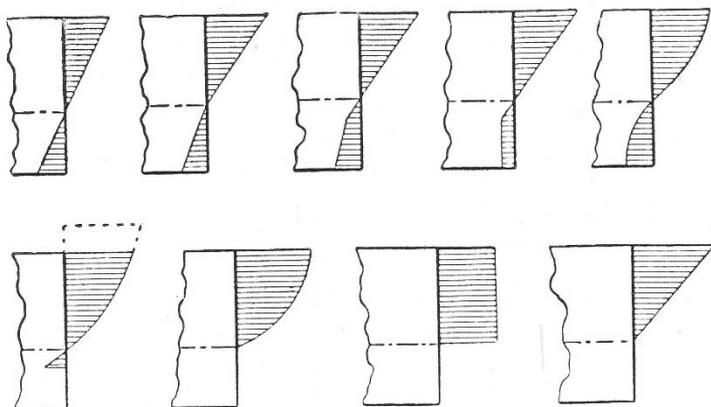


Рис. 2. Распределение напряжений в волокнах бетона согласно различным допущениям

Использовалась формула главных напряжений для определения линии максимального растяжения в балке, которая имеет место и в современной теории. Рассмотрены способы размещения стали в теле балки для противостояния наклонным растягивающим напряжениям. Они подразделяются на три группы: 1) стержень размещается наклонно; 2) стержень размещен вертикально; 3) смешанные способы (рис. 3). Эти тенденции сохранялись и в дальнейшем.

Совершенно другое толкование имел момент сопротивления при изгибе. Под ним подразумевался момент пары сил сопротивления, действующий в сечении. Его величина  $M$  равна произведению растягивающего (или сжимающего) усилия на расстояние между центрами тяжести площадей эпюр напряжений.

Упомянутому выше понятию момента сопротивления соответствовало введение коэффициентов сопротивления:  $R_b$  (для бетона) и  $R_s$  (для стали), а именно

$$R_b = 0,5 f_b k j, \quad R_s = f_s p j,$$

где  $f_b$  – напряжение в бетоне в крайнем волокне;  $f_s$  – напряжение в стальном стержне;  $k$  – отношение расстояния нейтральной оси от верха балки к ее высоте  $d$ ;  $p$  – отношение площади сечения стали к площади сечения бруса  $bd$  (то есть коэффициент армирования);  $j$  – отношение плеча пары сопротивления к величине  $d$ .

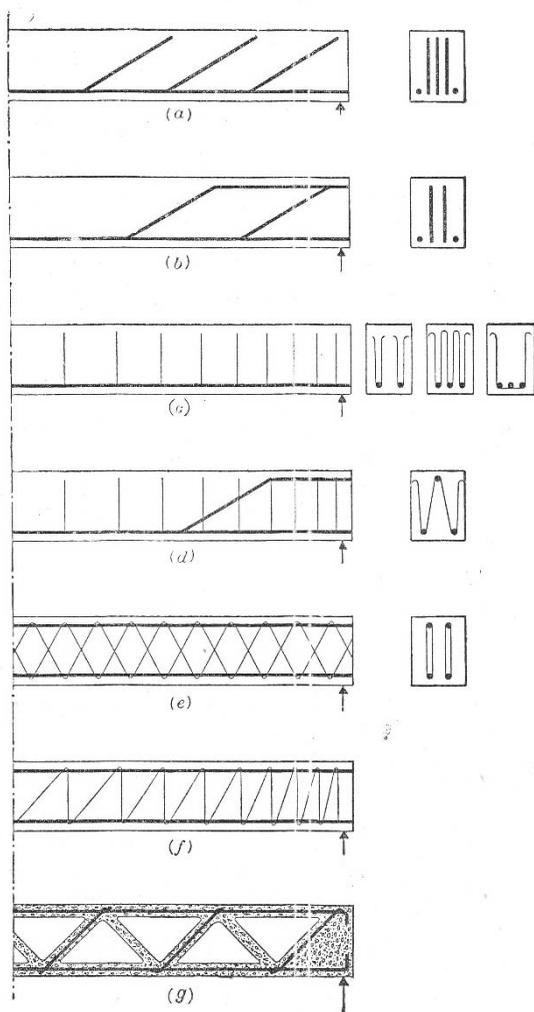


Рис. 3. Способы армирования балок, воспринимающих наклонные растягивающие напряжения

Для балки, подверженной изгибающему моменту  $M$ , используется равенство

$$R_b = R_s = M/bd^2,$$

которое при допустимых напряжениях  $f_b$  и  $f_s$  рекомендуется применять для итерационного расчета сечения балки.

Для коэффициента  $k$  выведена формула

$$k = \sqrt{3pn + \left(\frac{3}{2}pn\right)^2 - \frac{3}{2}pn},$$

где  $n = E_s/E_b$ , показывающая, что нейтральные оси всех балок из данного бетона и при принятом проценте армирования находятся на одной и той же пропорциональной высоте при их соответственных наивысших нагрузках.

За прошедший век подбор сечения бетона и его армирования претерпел значительные изменения в сторону совершенствования. Современный уровень вычислительной техники позволил осуществить вариационную постановку задачи для случая дисперсно и дискретно армированных материалов, к которым относится и железобетон [3].

Идея дисперсного армирования бетона утвердилась в середине XX века. Для армирования бетонных конструкций используется широкий ассортимент волокон (фибр), включая стальные волокна, волокна минерального происхождения (стеклянные, базальтовые), волокна на полимерной основе (нейлоновые, капроновые полипропиленовые и др.) [4].

Говоря об истории развития железобетона, нельзя не упомянуть и так называемые сталебетонные конструкции.

Примером последних могут служить трубобетонные конструкции, представляющие собой металлическую трубу, заполненную бетоном [5]. В трубобетоне используется эффект обоймы, появляющийся в результате ограничения поперечного расширения бетона при сжатии. Обойма создает боковое давление на бетонное ядро, благодаря чему достигается высокая эффективность ее использования. Бетон при этом претерпевает объемное неравномерное сжатие, что существенно увеличивает его прочность.

Впервые поведением бетона в условиях объемного напряженного состояния заинтересовались в конце XIX и в начале XX века, о чем свидетельствуют опыты Т. Кармана [6], А. Консидера [7].

Большим объемом проведенных исследований отличаются также эксперименты Ф. Рихарда, А. Брандзаега и Р. Брауна [8] в 1928–1929 годы. Исследованиям подвергались образцы различных классов бетона прочностью 12,5–50,0 МПа, работающих в условиях объемного напряжённого состояния. Исследования показали значительное

увеличение предельных напряжений в бетоне по сравнению с линейным напряженным состоянием.

Большой вклад в исследования сталебетонных колонн, состоящих из сплошной прямоугольной обоймы, заполненной бетоном, внес Э.Д. Чихладзе [9, 10]. Известны также конструкции с установленной внутри арматурой в виде двутавров, швеллеров, уголков, стальных труб или высокопрочных стержней. В работах [11, 12] исследованиям подвергались сталебетонные колонны прямоугольного поперечного сечения, включающего бетонное ядро, ограниченное уголками, двутаврами или швеллерами, к которым прикреплялись профилированные листы с поперечным расположением гофр. Опыты показали преимущество сталебетонных конструкций перед железобетонными.

### Библиографический список

1. Тёрнер Ф.Э., Маурер Э.Р. Новейшие методы расчета железобетонных сооружений, принятые в Америке / Пер. с англ. М.Е. Фурманова и В.С. Алейникова. Воронеж: Типолиитография т-ва «Печатник», 1910. 368 с.
2. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. Москва: Госстрой СССР, 1989.
3. Yuriev A.G., Panchenko L.A., Naumov E.A. Variational statement of problem for the case of dispersely and discretely reinforced material // International Journal of Pharmacy & Technology. 2016, Vol. 8, No 3, pp. 15361-15369.
4. Юрьев А.Г., Панченко Л.А., Лесовик Р.В. Волокнистые композиты в строительных конструкциях. Белгород: Изд-во БГТУ, 2006. 90 с.
5. Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. Киев: Будівельник, 1978. 80 с.
6. Karman T. Mitteilungen uber Forshunsarbeiten. Vereindeutssheringenieure, heft 118, 1912.
7. Concidere A. Resistance a la compression du betonarme et du betonfrette. Publications du journalle Geniecivil, 1902. 72p.
8. Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L. A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses. In: Bull. Univ. of Illinois, 1928, v. 26, N 12. 102 p.
9. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при осевом сжатии // Бетон и железобетон. 1993. №1. С.13-15.

10. Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонных конструкций в условиях статического и динамического нагружения: Автореферат дисс...д-ра техн. наук: 05.23.01. Харьков, 1985. 35 с.

11. Серых И.Р. Прочность сталебетонного элемента с составной облоймой при внецентренном сжатии и изгибе // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2005. № 10. С. 442-445.

12. Серых И.Р., Чернышева Е.В. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных брусев прямоугольного поперечного сечения с составной облоймой при сжатии и изгибе: монография. Белгород: Изд-во БГТУ, 2015. 108 с.

## **НАПРАВЛЕНИЕ 2. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО КОМПЛЕКСА И ГОРОДСКОЙ ИНФРАСТРУКТУРЫ**

### **ВЕТХИЙ И АВАРИЙНЫЙ ЖИЛОЙ ФОНД: ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ**

**Винюкова И.Н., магистрант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Самыми важными проблемами для российского общества являются проблемы здравоохранения и образования. Однако наряду с этими сферами жизни гражданин часто сталкивается с проблемой жилья. И для государства, в свою очередь, обеспечение доступности жилья для каждой семьи является приоритетом.

Жилищная политика Российской Федерации не идеальна. Одной из ее центральных задач является проблема ветхого и аварийного жилья. В государственных программах по расселению жилья, судебных инстанциях, нормативных документах используется понятие «ветхость дома», «ветхий фонд», но на законодательном уровне оно не раскрывается. В полуразрушенной комнате вы можете жить, и это ключевое отличие от аварийного жилья. Проживающих граждан могут включить в списки на расселение только после смены статуса ветхого помещения на аварийное. Можно предположить, что «ветхость дома» -

это состояние, при котором конструкции здания и здание в целом имеют значительный износ. Для каждого дома, изготовленного из определенного материала, такой износ может иметь разные значения. Для деревянного дома он должен составлять 65 процентов, а для дома из камня – 70 процентов.

Аварийное жилье, в свою очередь, не подходит для жизни. «Аварийность здания» – это состояние здания, где более половины жилых помещений и основных несущих конструкций здания (стены, фундаменты) классифицируются как аварийные и опасные для жизни. В то же время, аварийное состояние несущих конструкций здания - это состояние несущих конструкций, в которых конструкции или их часть из-за естественного износа и внешних воздействий имеют сверхнормативные деформации и повреждения, потеряли свою прочность и, без принятия мер по укреплению, могут вызвать аварийное состояние жилого помещения или всего здания и представляют собой опасность для жителей.

Следовательно, если ветхое здание характеризуется износом его конструкций без опасности обрушения и не таит в себе угрозу жизни и здоровью проживающих, то аварийное жилье имеет деформации и повреждения несущих конструкций, а проживание в этом жилом помещении представляет опасность для жизни, так как существует опасность обрушения.

В связи с этим был разработан Федеральный закон «О Фонде содействия реформированию жилищно-коммунального хозяйства» от 21.07.2007 N 185-ФЗ (далее – 185-ФЗ). Это нормативный правовой акт, который обеспечивает создание нормальных и безопасных условий жизни для людей, а также обеспечивает материальную поддержку по запросам субъектов Российской Федерации. Закон регулирует не только капитальный ремонт или снос зданий, но и строительство новых районов.

Таким образом, жилые помещения считаются непригодными для жизни в случае выявления обстоятельств, которые не позволяют обеспечить безопасность жителей из-за:

1. ухудшения состояния здания в связи с его износом (или износом отдельных конструкций);
2. изменения параметров окружающей среды, микроклимата жилища, в котором невозможно обеспечить необходимые санитарно-эпидемиологические требования.

Алгоритм признания помещений непригодными для жилья: на основании заявления владельца жилища или действия компетентного

органа, который может контролировать состояние жилища, создается межведомственная комиссия. В состав комиссии входят представители органов местного самоуправления, представители органов, уполномоченных осуществлять региональный надзор за жильем (муниципальный жилищный контроль), государственный контроль и надзор в области санитарно-эпидемиологической, пожарной, промышленной, экологической и иной безопасности, защиты прав потребителей и благосостояния, инвентаризации и регистрации объектов недвижимости, расположенных в городских и сельских поселениях, других муниципалитетах, в необходимых случаях архитектурных органов, градостроительства и соответствующих организаций. Она также признает аварийным жилье, а дом – подлежит ли сносу или реконструкции.

Программа переселения ветхого и аварийного жилья была принята правительством в 2002 году и продлилась до 2017 года. Это вынужденная мера по улучшению условий жизни граждан и финансируется из федерального бюджета.

Сама процедура переселения из аварийного жилья является юридически сложным процессом. По словам министра строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ Мень Михаила Александровича, до конца 2017 года отдел должен переселить 11 млн. 370 тыс. кв. метров аварийного жилья. На сегодняшний день в каждом регионе принимаются программы переселения, адаптированные в условиях отдельного региона.

В современных условиях распространились проблемы, с которыми сталкиваются стороны (как житель, так и сам муниципалитет) во время переселения.

Во-первых, нехватка средств в бюджете субъектов Российской Федерации является основной проблемой при переселении граждан из аварийных домов. Это подразумевает пробелы и недостатки нормативно-правового регулирования, которые создают риск несоблюдения мер по ликвидации аварийного жилья в полном объеме и в установленные сроки [1]. При осуществлении дефицита бюджета при осуществлении программ по переселению граждан из аварийного жилья регионы нуждаются в финансовой поддержке, которую Фонд предоставляет им на основании 185-ФЗ. Однако в условиях нестабильной экономической ситуации для реализации программы переселения из ветхого и аварийного жилья государству в лице муниципалитетов могут потребоваться частные инвестиции. Одним из наиболее привлекательных способов привлечения частных инвестиций

может стать государственно-частное партнерство. На сегодняшний день более 20 регионов Российской Федерации осуществляют или планируют проекты государственно-частного партнерства в области жилищно-коммунального хозяйства.

Чтобы привлечь частный капитал в сферу переселения из ветхого и аварийного жилья, государству необходимо создать экономический, инвестиционный и организационно-правовой механизм, который обеспечивал бы интерес частных инвесторов и прозрачность процесса их конкурентного отбора на основе эффективной системы критериев оценки предложений участников, успешную реализацию инновационного проекта, снижение общих социальных издержек и производственных рисков [2].

Еще одна проблема, которая может возникнуть перед владельцами помещений, признанных аварийными – это предложение муниципалитета перебраться в отдаленные и непривлекательные районы. И, как показывает практика, предлагаемое жилье меньше по площади, чем старое. Это вызывает множество исков, претензий и жалоб. Все это затягивает процесс переселения. Чтобы устранить эти последствия, необходимо сделать процесс переселения более прозрачным, а не коррумпированным, и направленным, прежде всего, на удовлетворение интересов владельца жилья.

Управление жилищным фондом – одна из самых трудных задач в деятельности органов государственной власти и муниципалитета. Главной целью жилищной политики является управление принадлежащим Российской Федерации, ее субъектам и муниципальным образованиям жилищным фондом, а также его эффективное воспроизводство и эксплуатация. А главным лицом в этой политике должен стать собственник помещения – слабая сторона общественных отношений этой сферы.

### **Библиографический список**

1. Ибрагимова З.Ф. О некоторых проблемах в сфере ветхого и аварийного жилья // Вестник УГУЭС. Наука, образование, экономика. Серия: Экономика. 2015. №1 (11)
2. Касаткин А.А. Совершенствование управления воспроизводством жилищного фонда: Монография / А.А. Касаткин. М.: Литкон. 2015.
3. Ситдииков С.А. Формирование экономико - организационного механизма управления капитальным ремонтом жилищного фонда

города: дисс... д-ра эконом. наук: 08.00.05 / Ситдигов Сергей Алексеевич. Санкт-Петербург, 2009. 302 с.

## **АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ КАПИТАЛЬНОГО РЕМОНТА МНОГОКВАРТИРНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ В БЕЛГОРОДСКОЙ ОБЛАСТИ**

**Дворниченко Т.Н., студент**  
**Абакумов Р.Г., канд. экон. наук, доц.**  
*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Существующий жилой фонд в течение времени имеет тенденции к старению и ветшанию, в результате чего здания теряют свои эксплуатационные качества, и возникает необходимость в проведении капитального ремонта.

Главная задача капитального ремонта многоквартирных жилых зданий состоит в совершенствовании их эксплуатационных свойств в соответствии с действующими требованиями, а кроме того в смене и восстановлении конструктивных элементов и оборудования, в связи с их физическим износом либо разрушением [1, С.174].

Для осуществления системы капитального ремонта в Белгородской области Постановлением Правительства от 19 августа 2013 года №345-пп утверждена «Долгосрочная программа проведения капитального ремонта общего имущества в многоквартирных домах в Белгородской области в 2014-2043 годы».

Разработке программы предшествовала огромная работа: осуществлена полная инвентаризация существующего жилого фонда; определены основные технические характеристики домов и установлены сроки их ремонта; разработан долгосрочный план проведения работ; определена структура финансирования; определено целевое назначение платежей и др.

Основными целями этой программы считаются: осуществление системы капитального ремонта многоквартирных жилых зданий; обеспечение сохранности многоквартирных жилых зданий; совершенствование эксплуатационных свойств общедомовой собственности; формирование благоприятных условий проживания людей и др.

В 2014 году, когда только лишь начиналась реализация данной программы, появились некоторые трудности с жителями МКД – люди еще не понимали, что они – владельцы жилища, и это сфера их ответственности.

Актуальными стали проблемы в сфере жилищно-коммунальной отрасли, затрагивающие недопонимание необходимости уплаты взносов за капитальный ремонт. В целях решения этой проблемы в городе организовывались бесплатные семинары, касающиеся платы за капитальный ремонт многоквартирных жилых зданий.

Выделяются 2 метода накопления денег на капитальный ремонт:

1. На специальных счетах домов. В этом случае: платежи, вносимые собственниками, накапливаются на особом счете в банке и применяются в последующем для выполнения ремонтных работ определенного здания; банк имеет право начислять проценты на данные денежные средства или предоставлять кредиты владельцам жилища на недостающую для капитального ремонта сумму; когда и в каком доме производить ремонт, решает единое собрание собственников жилых помещений; с целью скорейшего начала капитального ремонта, жители могут повышать размеры платежей для того, чтобы стремительнее собрать средства для его осуществления.

2. На счетах региональных операторов. В этом случае: платежи владельцев жилых помещений всего региона зачисляются на единый счет; региональный оператор имеет право вкладывать средства на банковские счета для того, чтобы исключить их обесценивание; решение о том, когда и какой дом ремонтировать, принимает правительство региона; работы по определённому жилью запланированы на тридцать лет вперед.

Минимальная ежемесячная величина взносов за капитальный ремонт вводится Правительством Белгородской области каждый год до 1 декабря. Размер этой платы устанавливается на один квадратный метр площади жилья в многоквартирном жилом доме.

В 2014 году минимальный размер взносов на капитальный ремонт общедомовой собственности в многоквартирных жилых зданиях в Белгородской области составлял 5,90 рублей с квадратного метра. В 2015 г. величина этой платы выросла до 6,70 руб. за кв.м. В 2016 г. – до 7,40 руб. с кв.м. В 2017 г. – 7,88 руб. за кв. метр для зданий с лифтами и 7,60 руб. для зданий без лифтов. В 2018 г. величина платы за капремонт выросла до 8,2 рубля за квадратный метр для зданий с лифтами и 7,90 руб. для зданий без лифтов. Таким образом, с момента начала

осуществления программы до данного времени увеличение тарифов составило 34% (рис. 1) [2].

2014 и 2015 года характеризуются довольно невысокой степенью собираемости взносов за капитальный ремонт, которая составила порядка 87%.

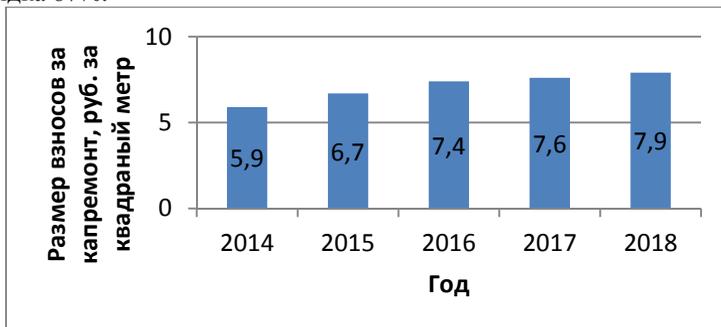


Рис. 1. Динамика увеличения тарифов за капитальный ремонт многоквартирных жилых зданий на территории Белгородской области

В 2016 г. собираемость взносов увеличилась до 93%. В этом же году Белгородская область заняла 2-ое место из числа регионов по собираемости взносов за капитальный ремонт свыше 90%. В 2017 г. уровень собираемости взносов за капитальный ремонт в области достиг 99,5% (рис. 2.).

Рост собираемости взносов за капитальный ремонт многоквартирных жилых зданий свидетельствуют о положительном осуществлении проекта капитального ремонта на территории области. В сопоставлении с 2014 годом, жители начали более ответственно относиться к проблемам, относящимся к капитальному ремонту.

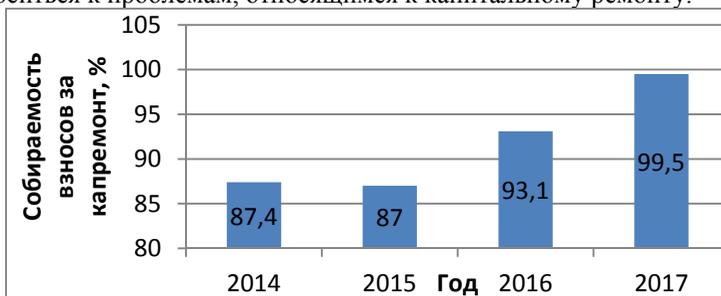


Рис. 2. Динамика роста собираемости взносов на капитальный ремонт многоквартирных жилых домов на территории Белгородской области

В 2014 году на реализацию проекта капитального ремонта затрачено 420 миллионов рублей; в 2015 году – 580 миллионов 158 тыс. руб.; в 2016 г. – 1579,00 миллионов руб.; в 2017 г. – 1649,00 миллионов руб. Таким образом, с 2014 по 2017 год общая сумма затраченных денежных средств на капитальный ремонт многоквартирных жилых зданий увеличилась в 4 раза (рис. 3).

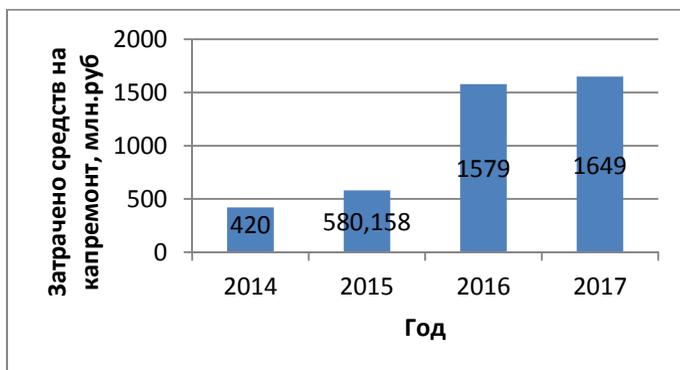


Рис. 3 Динамика роста средств, затраченных на капитальный ремонт многоквартирных жилых домов на территории Белгородской области

В процессе осуществления проекта в 2014 г. отремонтировано тридцать два многоквартирных жилых здания; в 2015 г. – 44 многоквартирных жилых здания общей площадью 177 тыс. 614 кв.м.; в 2016 г. – 152 многоквартирных жилых здания общей площадью 482 тыс. кв. метров; в 2017 г. – 184 многоквартирных жилых здания общей площадью 1503,35 тыс. кв. метров (рис. 4).

В процессе капитального ремонта многоквартирных жилых зданий наиболее часто выполнялись следующие мероприятия: капремонт кровель; капремонт фасадов, со сменой окон и дверей в подъездах; смена лифтов; смена инженерных сетей; монтаж приборов учета и др.

Для выполнения капитального ремонта на территории Белгородской области подрядная организация обязана пройти предварительный отбор, то есть, обязана находиться в реестре квалифицированных подрядных организаций. Без включения в данный реестр генподрядчик не имеет полномочий ведения работ по капитальному ремонту на территории области. На данный момент в этом реестре находится пятьдесят подрядных организаций области.

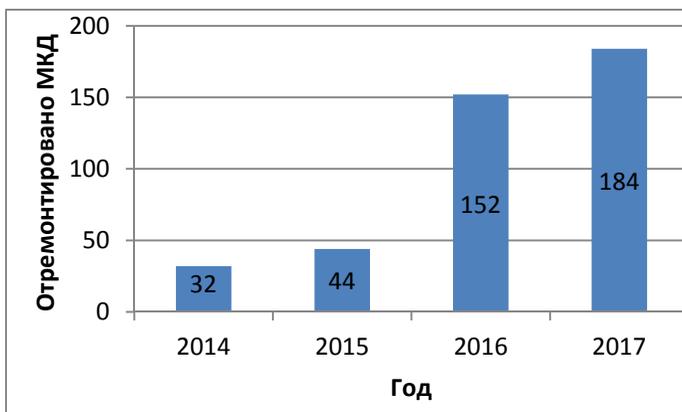


Рис. 4. Динамика роста отремонтированных по программе капитального ремонта многоквартирных жилых домов на территории Белгородской области

Для ликвидации нарушений, обнаруженных после проведения капитального ремонта, владельцы жилья имеют право обращаться в «Управление капитального ремонта» или к региональному оператору. На все произведенные работы по капитальному ремонту действует гарантийный период – шестьдесят суток. Обнаруженные недочеты устраняются за счет подрядчика.

В рамках осуществления проекта капитального ремонта в Белгороде сформирована рабочая группа, в которую вошли депутаты городского совета, постоянно отслеживающие производимые работы.

В целом по Белгородской области наблюдается положительная динамика осуществления программы капитального ремонта. По данным рейтинга показателей реализации региональных программ капитального ремонта в 2017 году Белгородская область заняла первое место. В 2018 году запланирован ремонт в 126 многоквартирных жилых домах. По уровню собираемости взносов на капитальный ремонт область занимает лидирующие позиции. Но всё же остро встают вопросы, касающиеся повышения размеров взносов за капитальный ремонт. Для решения данной проблемы необходима поддержка государства и бюджета Белгородской области.

#### **Библиографический список**

1. Авилова И.П., Жариков И.С., Шарапова А.В., Желевский А.В. Комплексная модель технико-экономического обоснования инвестиционно-строительного проекта // Вестник Белгородского

государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2016. № 5. С. 174-178.

2. Официальный сайт Фонда содействия реформированию жилищно-коммунального хозяйства Белгородской области [Электронный ресурс]. URL: <http://fondgkh31.ru/node/318> (дата обращения 26.02.2018).

## **ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ ИНФРАСТРУКТУРЫ РИТУАЛЬНОГО ОБСЛУЖИВАНИЯ СОВРЕМЕННЫХ ГОРОДОВ И ПУТИ ИХ РЕШЕНИЯ АРХИТЕКТУРНО- СТРОИТЕЛЬНЫМИ СРЕДСТВАМИ**

**Каменская А.И., магистрант  
Колесникова Т.Н., д-р арх., проф.**

*Орловский государственный университет  
им. И.С. Тургенева, г. Орел, Россия*

Начиная с середины XX в. термин «экология» был знаком лишь малому числу специалистов. В наше время сложно подобрать иное понятие, его производные, которые так часто использовались бы в самых обширных научных (и вне научных) кругах. Говорят о гео-, био-, социэкологии, экологии человека, культуры, души, духа, «плохой» и «хорошей» экологии и т.д. «Все стали называть экологией» и «все стали экологами» – к такому выводу пришло определенное количество ученых - это своеобразие нынешней «экологической ситуации» [1].

Процесс развития общества обуславливается все большей взаимозависимостью и взаимообусловленностью процессов, происходящих в системе «природа – человек – общество». Экологическая ситуация, которая сложилась в настоящее время, привела к тому, что первостепенной проблемой стало взаимодействие общества и природы. Следствием чего является постановка вопроса экологии и раскрытие ее роли в процессе усовершенствования социоприродного взаимодействия. Настораживает и тот факт, что процесс загрязнения окружающей среды влечет за собой ухудшение динамического равновесия в приповерхностной оболочке планеты, тривиализацию биотического разнообразия планеты, необратимые изменения в генетической структуре живых организмов, а также уменьшение количества существующих природных ресурсов. Несмотря на постоянную актуальность данных проблем на международном,

Федеральном и региональном уровнях, угроза для жизнедеятельности человека, порожденная их нерешенностью, продолжает нарастать [2].

21 век в России обуславливается урбанизацией городов и, как следствие, возрастающей нехваткой земли под строительство, в связи с чем поднимается вопрос об ограничении площадей, выделяемых под городские кладбища. Постоянный рост цен на участки земли под традиционные захоронения – это результат политики городских властей по уменьшению количества площадей, выделяемых под кладбища [3].

В Орле и Орловской области также явно ощутима нехватка территории под захоронение умерших в связи с тем, что большинство кладбищ города являются закрытыми для захоронений, а смертность последние несколько лет – увеличивается. Центральные кладбища города давно закрыты, а выделенные под захоронения участки за границами города в скором времени могут привести к тому, что будут представлять собой кольцо, плотно охватывающее границы Орла и мешающее их расширению. В связи с этим появляется проблема с нехваткой свободных площадей под захоронения [4]. Многие города, имеющие такую же проблему, внедряют альтернативную форму погребения посредством кремации.

Территория размещения мест захоронения – это общая проблема растущих городов, в которых нет крематориев. Чаще всего, для размещения таких мест предпочитают выделять участки земли, которые не удобны для эксплуатации в сельском хозяйстве, не принимая в расчет, что продукты разложения в кладбищах, расположенных таким образом, в итоге попадут в подземные воды, и, как следствие – в городские источники водоснабжения. Вместе с населением планеты, растет и количество умерших, погребение которых делает почву совершенно непригодной для земледелия. Ритуал захоронения в земле сегодня оброс множеством дополнительных элементов – мы опускаем мертвых в деревянных гробах со стальными вставками и бальзамируем трупы токсичными жидкостями. Как следствие, любое кладбище, в конечном итоге, превращается в экологическую бомбу замедленного действия, которая снижает качество экологической обстановки расположенного рядом города [5, 6].

Посредством кремации можно уменьшить территорию для погребения в 100 раз, а процесс минерализации останков сократить до 1 часа (в сравнение: в условиях обычного погребения, процесс минерализации занимает до 50 лет). Кремационный блок представляет собой две камеры: первичная, где происходит сжигание тела, и вторичная - процесс уничтожения газов. Первичная камера имеет

облицованные кирпичом стены, пол и потолок представляют собой конструкцию из огнеупорного бетона. Здесь происходит процесс нагрева камеры до 650 градусов Цельсия за счет горелки, которая спускается с потолка, что позволяет довести тело до состояния газов и костных фрагментов. После чего останки переправляют в 9-метровый лабиринт, где в течение двух секунд удерживаются газы. Последний этап представляет собой обработку газа температурой около 1000 градусов, что позволяет нейтрализовать запах и уничтожить твердые частицы. После процесса температурной обработки очищенный газ уходит в атмосферу. При нагреве до правильной температуры какое угодно твердое тело может быть преобразовано в газ. Ткани человека не исключение. В блоках кремации они превращаются в газ. Очистительные фильтрационные системы в крематории запроектированы так, что почти все выбросы уничтожаются внутри, без возможности попадания в атмосферу [7].

В расчете на дальнюю перспективу, историческая кремация - более экологичный вид похорон. Это – один из самых современных и чистых в отношении экологии видов погребения.

«Экоориентированное взаимодействие» – взаимодействие любого центрального объекта и экосреды, являющихся объектом исследования неэкологических и экологических наук.

Мировая практика уже больше столетия широко использует высококультурную традицию прощания с покойным - кремацию, как способ захоронения, являющийся современным направлением в экологии и экономике похорон. Во многих странах мира кремация является одним из наиболее популярных видов захоронения.

Причины предпочтения людьми кремации, как вида захоронения, различны. Некоторые считают ее самым естественным видом погребения, нежели захоронение в землю. Часть людей предпочитают, чтобы их тела не разлагались в земле.

Комплексы ритуального обслуживания обеспечат в значительной мере улучшение санитарно-экологической обстановки в городах и вокруг них, а также предоставят горожанам новую похоронную услугу - кремацию, соответствующую духу и уровню научно-технического прогресса XXI века.

Таким образом, основными преимуществами возведения комплексов ритуального обслуживания на базе кремации в решении экологических проблем современных городов являются: рациональное использование земельных ресурсов городов; исключение неконтролируемого загрязнения водной и воздушной среды;

архитектурно-градостроительная реновация территорий существующих захоронений со значительным повышением уровня их благоустройства и многие другие.

Важно иметь во внимании тот факт, что крематорий является частью современной цивилизации и безо всяких сомнений его строительство даст городу новый виток в развитии и возможность избежания экологического коллапса, связанного с увеличением захоронений.

### **Библиографический список**

1. Кобылянский В.А. Глобализация и экология: новый подход к созданию основ общей теории экологии // Ученые записки Забайкальского государственного университета. Серия: Социологические науки. Забайкальский государственный университет (Чита). 2004. С. 25-33.

2. Дорошева З.Н. Экологические проблемы использования мест ритуального назначения // Инновационная наука. «Аэтерна», Уфа, 2016. С. 165-167.

3. Березин С.С. Решение территориальной проблемы по развитию мест захоронения в нижегородской области. / С.В. Березин, Белова Е.В. // Современные проблемы науки и образования. Издательский Дом "Академия Естествознания" (Пенза), 2014. С. 412.

4. Каменская А.И. Социальные, градостроительные, экономические и экологические задачи реализации объекта инфернальной архитектуры – комплекса ритуального обслуживания (КРО) в г. Орле // Дневник науки. 2017. №2 [Электронный ресурс]. URL: <http://www.dnevniknauki.ru/images/publications/2018/2/technics/Kamensky.pdf>.

5. Лавров И.В. Трупосжигание и кремация. М.: Городская типография, 1908. 56 с.

6. Тавровский А.Л. Здания и сооружения траурной гражданской обрядности / А.Л. Тавровский, М. Ю. Лимонад, Д. Н. Беньямовский. М.: Стройиздат, 1985. 164 с.

7. Очерк о «Кремации»: Сайт [homotomia.ru](http://homotomia.ru) [Электронный ресурс]. URL: [http://homotomia.ru/images/stories/download/krematsia\\_chelovekotomia.pdf](http://homotomia.ru/images/stories/download/krematsia_chelovekotomia.pdf).

## **НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ВЫБОРА МАТЕРИАЛОВ И ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА СКРЕПЛЕННЫХ НАВЕСНЫХ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ ФАСАДНЫХ СИСТЕМ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ\***

**Косухин М.М., канд. техн. наук, проф.**

**Косухин А.М., зав. лабораторией**

**Богачева М.А., вед. инженер**

**Шаповалова А.С., магистрант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Наружные ограждения гражданских зданий должны удовлетворять ряду требований. Они должны быть дешевыми в возведении и эксплуатации, прочными и долговечными, выполнять свое функциональное назначение, обеспечивая энергоэффективность здания с требуемым внутренним микроклиматом, и быть архитектурно выразительными [1].

Для выполнения этих требований в настоящее время на строительном рынке существуют различные современные многослойные системы утепления фасадов [2]. В новом строительстве применяются три вида расположения утеплителя здания: внутреннее, непосредственно в несущей стене и наружное. Когда речь идет об утеплении уже возведенных и обжитых домов при их капитальном ремонте, возникает вопрос о способах утепления, с какой стороны эффективнее располагать утеплитель. Утепление с наружной стороны наиболее подходит для жилых домов, так как имеет ряд преимуществ: использование эффекта аккумулялирования тепла несущими конструкциями здания; вынос «точки росы» за пределы несущей конструкции; не уменьшается полезный объем помещения.

При реконструкции старых зданий наиболее просто реализуемая и эффективная – система наружной теплоизоляции, которая не менее успешно применяется и при новом строительстве [3]. Все они подразделяются на штукатурные и вентилируемые и имеют свои конструктивные особенности, достоинства и недостатки.

Штукатурные относятся к системам утепления фасадов скрепленного типа или системе «мокрых» фасадов и подразделяются на легкие и тяжелые. Устройство фасадов такого типа обеспечивает снижение затрат на отопление здания от 40 до 50%, уменьшение потерь тепловой энергии через ограждающие конструкции и снижение платы

за тепловую энергию, улучшение внутреннего комфорта в помещениях, снижение числа аварийных ситуаций [4]. Важную роль такие фасады играют при устройстве их на недвижимость муниципального образования, что приводит к улучшению качества и надежности теплоснабжения, снижению расхода топлива, высвобождению дополнительных тепловых мощностей, увеличению срока эксплуатации жилищного фонда, уменьшению тарифов на тепловую энергию [5].

Навесные фасады скрепленного типа могут эффективно применяться в промышленности, при строительстве и благоустройстве частных домов, общедомовых систем, в т.ч. многоквартирных домов, учреждений социальной сферы (школ, больниц, детских садов и т.д.), административных и общественно-бытовых зданий и сооружений.

Легкие штукатурные системы утепления фасадов представляют собой многослойную теплоизоляционно-декоративную конструкцию, в которой утеплитель закрепляется с помощью клеевого состава и механических приспособлений на наружной поверхности ограждения. Затем утепляющий слой покрывается защитно-декоративным слоем штукатурки толщиной не более 15 мм.

В целом, система утепления «легким мокрым методом» позволяет достичь качественного утепления здания за относительно небольшую стоимость с высокой художественно-декоративной выразительностью фасада. Однако применение даже самых дорогих и качественных материалов не гарантирует высокого качества выполняемых работ. К сожалению, на рынке утепления фасадов можно встретить компании, «профессионализм» которых может свести на нет все потенциально высокие характеристики подобных систем.

Тяжелые штукатурные фасадные системы состоят из последовательно наносимых друг на друга слоев утеплителя и штукатурных составов, несущие функции в которых выполняет арматурная сетка. При этом толщина штукатурных слоев после слоя теплоизоляции, в отличие от легких штукатурных систем, может достигать 50 мм. Отличительной особенностью таких систем является то, что в них утеплитель не приклеивается к наружной стене, а крепится с помощью специальных дюбелей-анкеров.

Данные системы обладают гораздо более долгими сроками службы по сравнению с легкими штукатурными фасадами. Гарантированный срок эксплуатации некоторыми производителями декларируется до 50 лет (легкие системы гарантировано служат около 20 лет). Это привело к весьма большой их популярности в Скандинавских странах [6]. В нашей же стране они только начинают завоевывать свой авторитет.

Толщина теплоизоляции наружной стены не должна быть менее 100 мм. Затраты на теплоизоляцию наружных стен складываются из стоимости материалов (теплоизоляция, штукатурные смеси, сетка, дюбели, декоративная отделка) и стоимости работ. Как показывает практика, разница в общих затратах при использовании теплоизоляции толщиной 50 мм и 100 мм будет около 10%, а по эффективности отличаться в полтора раза. Увеличение толщины теплоизоляции свыше 150 мм экономически не выгодно. Общая стоимость будет расти намного быстрее, чем эффект от экономии тепла. Оптимальная толщина теплоизоляции при утеплении наружных стен (при использовании теплоизоляции с коэффициентом теплопроводности  $\lambda \leq 0,041$  Вт/м·°С) составляет 100...150 мм. В отличие от других систем наружной тепловой защиты здания, в системе теплоизоляции «мокрого» типа наружный материал можно наносить практически любого вида, т.е. реконструировать старые здания с сохранением архитектурного вида, а при новом строительстве сохранять архитектуру всего района [7].

Производителей сухих строительных смесей для скрепленных теплоизоляционных систем сегодня более чем достаточно, что делает подобные системы наиболее распространенными на рынке теплоизоляции фасадов. Самые известные производители предлагают комплексные системы, а не отдельные продукты. Качество их материалов отвечает самым высоким европейским стандартам.

В настоящее время строительный рынок представлен широким ассортиментом тонкослойных фасадных штукатурок. Наиболее популярными из них являются: минеральные, силикатные, силиконовые и акриловые.

1. Минеральная фасадная штукатурка – это самый распространенный вид штукатурки, изготавливается она из цементно-песчаного раствора, и в процессе работы достаточно проста, даже начинающий мастер может легко справиться с нанесением на стены этой декоративной штукатурки. Минеральная штукатурка паропроницаема, поэтому подходит для утепления фасада как пенопластом, так и базальтовой ватой. Больше, конечно, используется для пенопласта (пенополистирола), т.к. этот материал дешевле ваты, и находится в одной ценовой категории с минеральной штукатуркой. К недостаткам можно отнести небольшой срок эксплуатации до ремонта – 10 лет. А также эта декоративная штукатурка неэластична, т.е. неустойчива к трещинам и микротрещинам, которые с течением времени могут появиться на фасаде. Еще один недостаток - то, что в основном минеральная штукатурка продается в мешках в белом цвете

или под покраску, и нет возможности заколеровать ее в массу. Возможные фактуры: короед, камешковая штукатурка.

2. Акриловая штукатурка. У этой фасадной штукатурки срок эксплуатации до ремонта составляет 15 - 25 лет. Это достаточно пластичная штукатурка, которая производится на основе акриловых смол (из подобного материала изготавливают клей ПВА), скрывает мелкие трещинки на фасаде за счет того, что она может растянуться при небольших усадках, и это позволяет сохранить первоначальный вид фасада на более долгий срок. К недостаткам акриловых штукатурок можно отнести паронепроницаемость, соответственно, производители не рекомендуют использовать ее с базальтовой ватой в системах утепления методом скрепленной изоляции. Акриловая фактурная штукатурка больше подходит для пенопласта (пенополистирола). А также акриловая штукатурка не любит пыль, которая притягивается и не смывается дождем, после многих лет фасад дома может немного потерять яркость цвета – поэтому ее не рекомендуют использовать возле пыльных дорог. Возможные фактуры: короед, камешковая штукатурка.

3. Силикатная штукатурка. Срок эксплуатации силикатной штукатурки до ремонта составляет 20 - 25 лет. Эта фактурная штукатурка паропроницаема, поэтому ее зачастую используют при утеплении фасада методом скрепленной изоляции, где используется базальтовая вата (например, Fasrock, Danova Fasad), и, наоборот, она не рекомендуется при использовании пенопласта (пенополистирола), т.к. пенопласт «не дышит». Фасад с силикатной штукатуркой устойчив к трещинам за счет пластичных свойств штукатурки. Большой плюс силикатной штукатурки в том, что она антистатична, отталкивает пыль и хорошо моется, что позволяет сохранять ее внешний вид длительное время. Возможные фактуры: короед, камешковая штукатурка.

4. Силиконовая штукатурка. Основной показатель – срок эксплуатации силиконовой штукатурки до ремонта составляет 20 - 25 лет. Это на данный момент самая технологично «продвинутая» фасадная штукатурка. Она еще более эластична и паропроницаема, обладает большим сроком эксплуатации, высоким показателем растяжения. Эта фактурная штукатурка антистатична и легко моется, поэтому ее можно использовать рядом с пыльными дорогами. Необходимо отметить, что силиконовая штукатурка разрабатывалась для прибалтийского региона, и отличительной особенностью ее является то, что она не впитывает соли и не образует высолы. Возможные фактуры: короед, камешковая штукатурка.

Связующее – важнейшая составляющая фасадных штукатурок, определяющая свойства готового покрытия. Необходимо учитывать, что связующее должно соответствовать обрабатываемой поверхности по физическим и химическим параметрам. Основной характеристикой фасадных штукатурок является паропроницаемость. Среди перечисленных выше видов хорошую паропроницаемость имеют минеральные, силиконовые и силикатные штукатурки. У акриловых смесей паропроницаемость практически отсутствует, что обуславливает их использование для покрытия фасадов с пенополистирольным утеплением. Так как фасады с минераловатным утеплением являются паропроницаемыми, то их отделывают штукатурками, обеспечивающими диффузию водяного пара. Покрытие же их смесями на основе акриловых смол нивелирует всю пользу от паропроницаемых материалов и может создать много проблем в эксплуатации такого фасада. Одним из немаловажных аспектов фасадной штукатурки является ее внешний вид. На него практически не влияют ни тип связующего, ни его характеристики. Обычно с первого взгляда даже специалисту сложно определить вид штукатурки, использованной при отделке того или иного фасада. Длительные сроки эксплуатации и устойчивость к различным климатическим воздействиям самой штукатурки и определяют в конечном итоге внешний вид фасада. На долговечность штукатурки в известной степени влияют ее фактура и цвет.

Стойкость штукатурок. Долгая сохранность оштукатуренной поверхности в первоначальном виде определена стойкостью штукатурки к механическим повреждениям и изменению климатических условий. Покрытия, устойчивого к обоим этим факторам, не существует. Ультрафиолетовое излучение практически не разрушает минеральные и силиконовые штукатурки, акриловые же весьма подвержены его деструктивному влиянию. Однако, акриловые и силиконовые штукатурки намного более устойчивы к механическим повреждениям, нежели силикатные и минеральные. Воздействию низких температур более всего подвержены силиконовые и акриловые смеси, менее всего – минеральные. Силиконовые штукатурки имеют самые высокие грязеотталкивающие свойства, акриловые – самые низкие. Это обусловлено в большей степени природой связующего вещества. Из-за вязкой структуры акриловых смол, являющихся основой акриловой штукатурки, ее поверхность обладает повышенной адгезией к грязи, которая со временем становится ее частью.

На стойкость оштукатуренных поверхностей существенное влияние оказывает биологическая коррозия, для предотвращения

которой штукатурные составы должны содержать фунгицидные и биоцидные вещества [8]. Их отсутствие приводит к появлению через некоторое время на поверхности фасада буро-зеленых пятен. Но изменение цвета – не самый большой вред от присутствия микроорганизмов, плесени и грибка. Главное, что они медленно, но планомерно, разрушают структуру самого покрытия.

Существенное влияние на долговечность штукатурки оказывает фактура ее поверхности. Дело в том, что чем поверхность более гладкая, тем быстрее она трескается и тем более видны на ней появляющиеся трещины. Шероховатые поверхности легче переносят напряжение, реже трескаются, поэтому специалисты советуют не использовать гладкие покрытия при декорировании фасадов зданий. Наиболее часто используют так называемые «барашек» и «короед». Фактура «барашек» может создаваться метлой, ветошью, полутерком или специальным валиком. «Короед» – это фактура, напоминающая изъеденную насекомыми поверхность. Для ее формирования используют штукатурки с добавлением мелкого камня, который при затирке создает бороздки. Направление этих бороздок определяется направлением движения полутерка. Разновидностью такой фактуры является «царапанная» штукатурка, но ее используют гораздо реже. Мелкий гравий, находящийся в составе такой штукатурки при затирке царапает ее верхний слой, обнажая нижние. Зерновой состав тоже влияет на срок эксплуатации штукатурки. Так, покрытие с крупным зерном более шероховатое, поэтому устойчиво к напряжению и меньше растрескивается. Выбор за потребителем – производители предлагают сейчас штукатурки с различным зерном, от одного до четырех миллиметров. Считается, что гладкие поверхности меньше подвержены загрязнению. Это утверждение может быть ошибочным, так как, с одной стороны, грязь на гладкой поверхности задерживается меньше, а с другой – из-за наличия микротрещин она видна только сильнее. Адгезия грязи также зависит и от направления бороздок.

Говоря о влиянии цвета на стойкость штукатурки, необходимо отметить, что на саму целостность покрытия цвет влияния не оказывает. Но сохранность самого цвета может быть разной. Самые сочные и насыщенные тона выцветают быстрее. Насыщенность цветов определяется по шкале, где 0 – это черный цвет, а 100 – белый. Чем показатель насыщенности оттенка ближе к нулю, тем он темнее, тем активнее он притягивает солнечный свет, а поэтому – быстрее выгорает. Более того, темные цвета больше нагреваются, следовательно, страдают от большего напряжения и подвержены растрескиванию в большей

степени, чем светлые тона. Утепление фасада – фактор, влияющий на сохранность покрытия темного цвета, так как при нагревании все тепло достается покрытию. Из-за слоя утеплителя стенам ничего не достается. Поэтому для таких стен рекомендуют использовать цвета с насыщенностью менее 40. Оттенки, имеющие по шкале насыщенности менее 20 единиц, в таких случаях запрещены к использованию. На фасады без утеплителя ограничения не распространяются, но и с ними надо осторожно подходить к выбору цвета. Минеральные виды штукатурок имеют ограниченную цветовую гамму – всего около сотни оттенков, в то время как силиконовые и акриловые имеют более полутора миллионов тонов. Можно противостоять разрушению штукатурки, если выполнять некоторые правила, позволяющие продлить ей жизнь. Во-первых, необходимо беречь покрытие от воды, так как там, где вода – там сразу появляются микроорганизмы. Во-вторых, не стоит пренебрегать текущим ремонтом, так как небольшое повреждение со временем может распространиться на соседние участки. Если штукатурка отошла, это место зачищают и покрывают снова тем же способом, как было наложено первоначальное покрытие. В трещинах может накапливаться влага, что приведет к отслоению, поэтому их необходимо заделывать по мере образования. Сохранность цвета обеспечивают, используя фасадные краски. Необходимо обратить внимание, что тип краски должен соотноситься со связующим, присутствующим в составе штукатурки. Силикатные краски можно использовать с любой основой штукатурного покрытия, но силиконовые – только с силиконовыми и минеральными, а акриловые – только с минеральными и акриловыми. И в завершение необходимо отметить, что поверхность можно и нужно подвергать очистке. Профессионально это могут сделать специалисты сухим льдом, а самостоятельно можно смыть загрязнения, используя водяной компрессор с холодной или даже горячей водой с моющими средствами при более заметном загрязнении.

Основное отличие теплоизоляции «мокрого» типа от еще одной популярной системы утепления с помощью «вентилируемых фасадов» заключается в отсутствии воздушной прослойки.

Основные преимущества наружной теплоизоляции здания «мокрого» типа:

- применяются при реконструкции и новом строительстве любых типов зданий;
- практически отсутствует ограничение на использование;

– обеспечивают выполнение норм и правил РФ при строительстве и эксплуатации зданий [9];

– расчет системы теплоизоляции не трудоемкий, не требует большого количества времени (но требует достаточного количества опыта, т.к. использование материалов с несовместимыми свойствами приведет к дополнительным внеплановым работам по ремонту);

– улучшают звукоизоляцию зданий;

– монтаж прост и не требует много времени;

– срок службы, по данным заводов-изготовителей, - 20 - 25 лет;

– более дешевая по сравнению с системой «вентилируемых фасадов»;

– невысокая стоимость ремонтов;

– при облицовке здания можно применять практически любые материалы;

– уменьшает нагрев стены дома в жаркую погоду, делая условия в помещениях более комфортными;

– по сравнению с «вентилируемым фасадом» фасад «мокрого» типа не создает тягу воздуха, тем самым система не даст быстро распространяться возгоранию.

В то же время существуют ограничения на применение наружной теплоизоляции здания «мокрого типа», а именно:

– монтаж систем может производиться только при температуре воздуха более 5°C, при отсутствии внешних погодных воздействий;

– штукатурный слой часто отслаивается и повреждается (т.к. не имеет защиты от внешнего воздействия), необходимо постоянно следить за зданием, т.к. может нарушиться целостность теплоизоляционного слоя;

– эксплуатация допускается при среднесуточной минимальной температуре самой холодной пятидневки года не ниже 5°C;

– при реконструкции старых зданий поврежденные стены сложно просушить от накопившейся влаги и выровнять;

– высота здания не более 75 м (15 этажей).

Теплоизоляция фасадов «мокрого типа» наиболее часто применяется при малоэтажном строительстве до 15 этажей. Следует учитывать и тот факт, что данная система теплоизоляции практически не реагирует на ветровые потоки из-за малой несущей нагрузки на стены.

В старом жилищном фонде при реконструкции утепление фасадов зданий с покраской или покрытием наружной стороны штукатуркой является экономичным способом отделки здания теплоизоляцией и не имеет альтернативы перед другими аналогичными продуктами. Сроки

окупаемости мероприятия зависят от материала и высоты здания, толщины теплоизоляционного слоя, облицовочного материала, фирмы-производителя утеплителя, но не превышают 5 - 10 лет, т.к. экономия тепловой энергии достигает 40 - 60%.

Для предотвращения даже самого минимального накопления влаги между утеплителем и стеной и предотвращения отслаивания системы утепления от стены в процессе замерзания оттаивания необходимо правильно выбирать толщину утеплителя, чтобы полностью вынести точку росы в утеплитель. Это решит проблему грибка в стене [10].

Вынос точки росы в утеплитель, соблюдение технологий и правильное выполнение работ приведет к качественному утеплению стен и поможет создать комфортный микроклимат в доме на протяжении длительного периода эксплуатации системы утепления.

Из-за ограничений использования системы утепления при высотном строительстве (здание высотой более 15 этажей) она практически не применяется, но подходит для отделки лоджий и балконов.

Основной момент, на который следует обратить внимание при выборе теплоизоляции «мокрого» типа – это разнообразие фирм-производителей (в России их более 40) и проектных организаций. Также следует учитывать, что данное мероприятие при реконструкции старого жилищного фонда наиболее эффективно в комплексе с остеклением лоджий, балконов, установкой современных окон, терморегуляторами и индивидуальными тепловыми пунктами и т.д. Совокупность мероприятий может дать огромный экономический эффект со сроками окупаемости 15 - 25 лет [11].

**Выводы.** Таким образом, вышеизложенное позволяет сделать вывод о том, что реального повышения энергоэффективности гражданских зданий при устройстве тепловой изоляции их фасадов, можно добиться только при использовании научных подходов и практического опыта в решении этих задач. Это позволит экономически и технологически выгодно подобрать вид тепловой изоляции в зависимости от климатического местонахождения объекта, материалы и технологию ее устройства. Главное в решении этого вопроса заключается в том, что бы не теплотехнические процессы и явления влияли на работу наружной ограждающей конструкции, а эффективно запроектированная конструкция самопроизвольно управляла этими процессами, удовлетворяя архитектурной выразительности объекта.

*\*Статья подготовлена в рамках Программы развития опорного университета на базе БГТУ им. В.Г. Шухова.*

### Библиографический список

1. Косухин М.М., Косухин А.М., Семак А.В., Богачева М.А. Анализ внедрения технологий энергосбережения в странах Евросоюза [Электронный ресурс] // Научные технологии и инновации (XXII научные чтения): Междунар. научн.-практ. конф., (Белгород, 6-7 окт. 2016 г.), Белгород, 2016.
2. Косухин М.М., Огрель Л.Ю., Павленко В.И., Шаповалов И.В. Биостойкие цементные бетоны с полифункциональными модификаторами // Строительные материалы. 2003. №11. С. 48-49.
3. Косухин М.М., Косухин А.М., Шараров О.Н., Богачева М.А. Вопросы энергосбережения в условиях устойчивого функционирования, модернизации и развития жилищного фонда // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. №10. С. 51-61.
4. Косухин М.М., Косухин А.М., Шевцова А.В., Богачева М.А. К вопросу об оптимизации средств капитального ремонта и реконструкции жилого фонда с учетом комфортности среды проживания // [Электронный ресурс]. Междунар. научн.-практ. конф. «Научные технологии и инновации (XXII) научные чтения 6-7 октября 2016 года». Белгород, 2016.
5. Косухин М.М., Косухин А.М. К вопросу о роли процессов теплопередачи в повышении эффективности тепловой защиты фасадной изоляции гражданских зданий // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгород. 2017. №12. С. 21-26.
6. Косухин М.М., Косухин А.М., Богачева М.А. Пути снижения энергоемкости жилищно-коммунального комплекса муниципальных образований [Электронный ресурс] // Научные технологии и инновации (XXII научные чтения): Междунар. научн.-практ. конф., (Белгород, 6-7 октября 2016 г.), Белгород, 2016.
7. Косухин М.М., Косухин А.М., Соколовская Д.М. Энергосберегающие технологии и способы энергосбережения в строительстве и жилищно-коммунальном хозяйстве // Наука и инновации в строительстве: сб. докл. Междунар. научн.-практ. конф. (к 45-летию кафедры строительства и городского хозяйства). Белгород: БГТУ им. В.Г. Шухова, 2017. Т.1. С. 237-247.
8. Косухин М.М., Семак А.В., Косухин А.М. Оценка потенциала энергосбережения на основе энергоаудита // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. №12. С. 89-94.
9. Косухин М.М., Косухин А.М., Богачева М.А., Комарова К.С. Повышение энергоэффективности гражданских зданий путем использования навесных фасадных систем скрепленного типа //

Энергетические системы: Сб. статей II Междунар. научн.-практ. конф. Белгород: БГТУ им. В.Г. Шухова, 2017. С. 461-470.

10. Косухин М.М., Косухин А.М., Шарапов О.Н. и др. Пути повышения энергоэффективности жилого фонда Белгородской области при проведении капитального ремонта // [Электронный ресурс] / Междунар. научн.-практ. конф. «Научоемкие технологии и инновации (XXII) научные чтения 6-7 октября 2016 года». Белгород, 2016.

11. СНиП 23-02-2003. Тепловая защита зданий. М., 2004.

## **СРАВНИТЕЛЬНАЯ ОЦЕНКА СОВРЕМЕННЫХ КРОВЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ**

**Косухин М.М., канд. техн. наук, проф.**

**Косухин А.М., зав. лабораторией**

**Жихалкина В.М., студент**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Любому человеку, сталкивающемуся с проблемой устройства крыши, ясно, что она является не только элементом дома. Со времен зарождения человеческой цивилизации крыша, в первую очередь, представляла собой элемент защиты от непогоды и способствовала, по мере повышения требований к комфорту, развитию архитектурного искусства. Этот элемент архитектуры подвергается постоянному совершенствованию с целью улучшения защитной функции постройки. Так или иначе, человек всегда стремится иметь «надежную крышу над головой».

Таким образом, крыша – это верхняя ограждающая конструкция здания, одновременно выполняющая несущие, гидроизолирующие, а при бесчердачных (совмещенных) крышах и теплых чердаках, еще и теплоизолирующие функции.

Основное назначение современной крыши заключается в защите людей от внешних воздействий, таких как дождь, снег, ветер, жара, мороз, вредные облучения и вещества, пыль, пожар.

Можно сказать, что крыша – это один из главных элементов здания, она должна выдерживать ветровые и снеговые нагрузки и соответствовать противопожарным нормам, а, кроме того, выполнять декоративные функции. Ведь кроме всего прочего крыша является элементом архитектурного убранства здания. Именно эта его часть

бросается в глаза при подъезде к населенному пункту, ведь крыши создают характерный для данного поселения облик [1].

В этой связи возникает вопрос, а существует ли универсальный кровельный материал, который можно использовать в различных климатических условиях?

Россия – это очень большая страна с различными климатическими поясами. Климат в России меняется от морского на крайнем северо-западе до резко континентального в Сибири и муссонного на Дальнем Востоке.

Поиск ответа на поставленный вопрос заключается в рассмотрении и сравнении характеристик некоторых кровельных материалов.

Рубероид (ГОСТ 10923–64) изготавливают пропиткой кровельного картона нефтяным битумом с последующим покрытием обеих сторон нефтяным кровельным битумом (табл. 1). Для повышения качества рубероида в состав покровных слоев вводят наполнитель и добавки, в том числе полимеры и антисептики [2].

*Таблица 1*

**Характеристика кровельного материала Рубероида [3]**

| Показатель  | Единицы           | Параметр |
|---|-------------------|----------|
| Разрывная сила при растяжении                                 | Н (кгс)           | 274 (28) |
| Гибкость без образования трещин                               | R, мм             | 24- 25   |
| Теплостойкость  | °С                | 45-50    |
| Водонепроницаемость под воздействием 0,01 кгс/см <sup>2</sup> | часы              | 72       |
| Вес покровного слоя   | кг/м <sup>2</sup> | 0,800    |
| Срок эксплуатации   | лет               | 10-12    |

Важным преимуществом кровельного рубероида является его низкая цена. Однако он недолговечен. Так как основным назначением рубероида является гидроизоляция, этот материал после укладки не должен пропускать воду или пар. Кроме того, он должен обладать эластичностью и определенной прочностью на разрыв. Стоит учитывать, что рубероид является пожароопасным материалом, ведь он пропитывается битумом, который производится из нефти. Температура размягчения битума составляет 45-50°С, и потому в чистом виде такой материал не может использоваться для покрытия – в летний период он просто расплавится. Для того чтобы увеличить теплостойкость покрытия, выполняется окисление битума, при котором через материал пропускается горячий воздух под давлением. Окисленный битум является более теплостойким. Температура его размягчения повышается

до 85-90 градусов. Однако при этом снижается морозостойкость битума, при температуре ниже нуля материал начинает растрескиваться при изгибе. По этой причине после нанесения битума на основу при обычных атмосферных условиях на открытом воздухе свойства материала могут ухудшаться. Еще один важный аспект применения рубероида - это то, что его основа - картон, является органической. С одной стороны, это обеспечивает экологичность материала, а с другой – становится причиной появления ряда недостатков. Так, постепенно, под воздействием неблагоприятных механических, температурных, климатических факторов основа начинает разрушаться, в результате чего покрытие перестает обеспечивать эффективную гидроизоляцию [4].

В мире современных кровельных материалов особое место занимает полюбившаяся многим домовладельцам металлочерепица. Этот материал очень популярен: сотни крыш больших и малых домов, дач, уютных коттеджей покрыты шведской, финской или отечественной черепицей разных цветов (табл. 2). По сути, металлочерепица – не что иное, как профилированные оцинкованные стальные листы, покрытые слоем полимера [5].

Таблица 2

#### Характеристика металлочерепицы

| Показатель                            | Единицы           | Параметр |
|---------------------------------------|-------------------|----------|
| Удельный вес                          | кг/м <sup>2</sup> | 4,5-5    |
| Прочность на разрыв                   | МПа               | 300-490  |
| Устойчивость к динамическим нагрузкам | кг/м <sup>2</sup> | 250      |
| Теплостойкость                        | °С                | 70       |
| Срок эксплуатации                     | лет               | 20-50    |
| Морозостойкость                       | °С                | 50       |
| Пожаробезопасность                    | °С                | 1500     |

Нужно отметить, что металлочерепица изготавливается в соответствии с действующими нормами ГОСТ.

Материал завоевал рынок своей относительной дешевизной, простотой монтажа и выбором толщин, профилей и цветов [6].

Как и любой строительный материал, металлочерепица имеет свои достоинства и недостатки. К положительным сторонам кровли можно отнести долговечность. Без потери своих свойств и технических характеристик крыша из металлочерепицы может прослужить более 50 лет. Так же, можно отметить устойчивость к температурным перепадам. Диапазон применения варьируется в пределах  $-50 \div +70$  °С, что

обеспечивает возможность применения в любом регионе страны. Несмотря на идентичную технологию изготовления, материал может отличаться разнообразием форм и цветовым исполнением. К недостаткам можно отнести ограничение к углам наклона крыши. Чтобы металлочерепица полностью выполняла свое функциональное назначение, угол ската должен превышать 14°. Низкая звукоизоляция. Для решения проблемы приходится укладывать дополнительный слой изоляции, что требует дополнительных затрат [6].

Далее рассмотрим одну из последних разработок кровельных материалов на сегодняшний день – гибкую черепицу.

Битумную (гибкую) черепицу называют по-другому: шинглас, гонт, кровельная плитка. Она изготавливается в виде листов с фигурными надрезами прямоугольной, квадратной, шестиугольной или другой формы.

Существует много фирм по производству гибкой черепицы. Возьмем, например, гибкую черепицу SHINGLAS компании ТЕХНОНИКОЛЬ (табл. 3).

Таблица 3

**Характеристика материала гибкой черепицы [7]**

| Показатель                              | Единица           | Параметр |
|---|-------------------|----------|
| Удельный вес                            | кг/м <sup>2</sup> | 13       |
| Разрывная сила в продольном направлении | Н/5см             | >800     |
| Срок эксплуатации                       | лет               | 100      |
| Теплостойкость                          | °С                | 120      |
| Морозостойкость                         | °С                | -70      |
| Ветроустойчивость                       | км/ч              | 180-220  |
| Водонепроницаемость                     | %                 | 100      |

Кровля из битумной черепицы в отличие от металлического настила подавляет звук и амортизирует удары, в помещении не будет шума даже при граде.

Благодаря большому разнообразию минеральной насыпки (практически любой минерал) покрытие может приобретать любой цвет, дома с кровлей из мягкой черепицы смотрятся роскошно и гармонично. Передача холода через материал происходит намного меньше, поскольку битум играет роль утеплителя. Важным преимуществом использования черепицы является отсутствие необходимости в усилении стропильной конструкции. Черепица легко устанавливается, режется и крепится на поверхности, что позволяет создавать сложные геометрические конструкции. Цена битумной черепицы выше, чем

рубероида и металлочерепицы, но у нее практически нет отхода при монтаже – всего 3%. В то время как отход металлической крыши достигает 50% [7].

Применение этого материала исключается, если минимальный уклон мягкой кровли менее чем  $12^\circ$ . Ее устройство требует более тщательной подготовки основания. Речь идет не о геометрических параметрах, а о конструкции кровли. Необходимо подготовить пирог под мягкую черепицу, сделать обрешетку со сплошным основанием, в качестве которого применяется обрезная доска, влагостойкая фанера или ОСБ. Между основанием и черепицей обязательна прокладка подосновы. Этот материал требует более серьезного подхода к вентиляции, впрочем, это не помешает любому строению [7].

В последнее время в строительстве произошли значительные изменения, связанные, в первую очередь, с появлением на рынке большого количества современных строительных материалов. В различных странах, таких как Финляндия, Италия, Канада, Франция, США, уже более века существуют производства гибкой черепицы. В России этот материал появился относительно недавно – около 20 лет. На сегодняшний день битумная черепица занимает 80% рынка скатных кровель жилых домов в США. В то время как на российском рынке составляет фактически менее 10%. Но прогресс не стоит на месте, и, наряду с гибкой черепицей, в основе которой лежит искусственный нефтяной битум, на рынке современных кровельных материалов появляется битумный компаунд, модифицируемый полимерами «СБС». В условиях нашего переменчивого климата гибкая черепица, особенно в сочетании с деревянной стропильной системой, постоянно подвергается температурным нагрузкам, так как она состоит из разных материалов (дерево, металл, битум), ее отдельные элементы расширяются и сжимаются по-разному, поэтому кровля должна обладать хорошей эластичностью без потери своих эксплуатационных характеристик при температурных деформациях. Такие свойства достигаются путем введения в битумную массу полимерных СБС модификаторов (SBS – это стирол-бутадиен-стирол или искусственный каучук). Такая смесь приобретает свойства полимера, что положительно влияет на качество битума, в том числе уменьшается хрупкость, усиливается эластичность, и, следовательно, увеличивается надежность и срок службы. Согласно международным стандартам полимерно-битумным считается материал с сохранением упругости при температура ниже  $-25^\circ\text{C}$  и теплостойкостью не меньше  $100^\circ\text{C}$ . Такие свойства появляются при введении в битумную смесь полимера именно в указанном объеме - 12% (табл. 4). Процесс

гомогенизации битума с полимером до проявления свойств полимера и называется модификацией [8].

Таблица 4

**Свойства СБС – модифицированного битума**

| Параметр                            | Ед. изм. | СБС - битум |
|-------------------------------------|----------|-------------|
| Относительное удлинение             | %        | 2000        |
| Необратимая пластическая деформация | %        | 10          |
| Напряжение разрушения               | N        | 15          |
| Гибкость на брусе                   | Град.    | -35         |

В отличие от обычного искусственного битума, кровельный материал на полимерах обладает повышенными эстетическими и техническими параметрами. Этот материал используется в любых климатических условиях [9]. СБС – это высокоэластичный полимер, придающий битуму хорошую гибкость в условиях низких температур. Модификация битумов с помощью СБС характеризуется созданием некоторой полимерной матрицы (трехмерной сетки), внутри которой и распределен битум. Применение СБС – полимеров значительно преобразует характеристики битума, требуемые для эксплуатации кровель в самых жестких климатических условиях. СБС – это стирол-бутадиен-стирол или искусственный каучук. Уникальная молекулярная структура полимеров взаимодействует с битумом, повышая его гибкость, эластичность и прочность в широком диапазоне температур. Стирольно-бутадиеновые полимеры снижают чувствительность битума к экстремальным температурам и значительно увеличивают свойства такого битума в сравнении с немодифицированными битумами.

Совместимость битума и полимера – ключевой момент в процессе модификации или преобразования битумных свойств. Полимеры идеально подходят для введения в битумы благодаря схожим параметрам растворимости и способности абсорбировать масляные компоненты битума, сохраняя при этом сетевую структуру.

Эта уникальная комбинация, когда небольшое количество полимера создает сетевую структуру в битуме, абсорбируя его компоненты и увеличивая эффективный объем, является главным отличием модификации битума СБС – полимера [10].

Стеклохолст – это основа гибкой черепицы. Стекловолоконный холст представляет собой нетканый рулонный материал из хаотически расположенных стеклянных волокон, скрепленных синтетическими

смолами. Стекловолокнистый холст имеет не ворсистую, ровную поверхность [11].

Грануляр в виде измельченного камня является природным материалом, и вреда в окружающую среду он не приносит. Наоборот, это могут быть те же остатки от крупных производств, которые идут на измельчение [12].

Кроме этого, преимущество и удобство состоит в разнообразии форм покрытия. Существует много различных видов нарезки и цветового решения верхней посыпки.

Самое главное ее свойство – гибкость. Этот материал можно укладывать на крыши с различными конструктивными решениями и разными формами. В США она востребована также из-за устойчивости к ураганам [13].

Гибкая черепица – пример оптимального решения. Материал надежен, красив, безопасен и долговечен. Он соответствует международным и отечественным стандартам качества, в том числе вступившему в силу в 2015 г. ГОСТ 32806-2014 «Черепица битумная». Гибкая черепица – это не только оптимальное решение для коттеджного и малоэтажного строительства, это новый стандарт кровельных материалов, отличное соотношение доступности, технических и эстетических характеристик [14].

Дальнейшее развитие технологий зависит от успехов в области создания новых материалов со специальными физико-механическими, химическими и технологическими свойствами. Гибкая черепица на основе полимеров это подтверждает. Сегодня этот материал еще находится в стадии доработки и выработки новых экологических, долговечных к резким перепадам температур материалов [15].

В заключение можно сделать следующий вывод, что для устройства кровли имеется большое количество разнообразных материалов, но не все они комфортны для постоянного проживания людей во всех климатических зонах нашей страны. В работе рассмотрены три разных кровельных материала и, основываясь на этом, необходимо подчеркнуть, что все материалы по своим характеристикам можно применять для строительства кровли зданий различного назначения, но при их выборе необходимо проводить технико-экономическое обоснование и сравнение вариантов.

### **Библиографический список**

1. Бурмистров Г.Н. Кровельные материалы. М.: Стройиздат, 1990. 176 с.

2. Горчаков Г.И., Баженов Ю.М. Строительные материалы. Учебник для высших учебных заведений. В.: Владимирская типография Союзполиграфпрома, 1986. 686 с.

3. ГОСТ 30547-97. Материалы рулонные кровельные и гидроизоляционные.

4. Денисов С.Г., Богданов М.А., Мясоедов В.М., Романова Н.В. Сравнительная оценка листовых кровельных материалов для индивидуальных жилых домов // Молодой ученый. 2017. №15. 730 с.

5. Козловский А.С. Кровельные работы. 2-е изд., перераб. и доп. М.: Высшая школа, 1965. 384 с.

6. Кокоев М.Н., Федоров В.Т. Новые энергосберегающие строительные материалы и технологии. Нальчик: Эльбрус, 2000. 192 с.

7. Луковкина А. Архитектура и устройство крыши. М.: Изд-во Научная книга, 2013. 156 с.

8. Модификация битума полимером. [Электронный ресурс]. URL: <http://www.krovcity.ru/gibkay/kerabit-menu/600html> (дата обращения 29.03.18).

9. Официальный сайт гибкой черепицы TEGOLA . [Электронный ресурс]. URL: <http://www.tegola.ru/> (дата обращения 29.03.18).

10. Официальный сайт гибкой черепицы Katepal [Электронный ресурс]. URL: <http://katepal-russia.ru/> (дата обращения 28.03.2018).

11. Официальный сайт кровли SHINGLAS. [Электронный ресурс]. URL: <http://shinglas.ru>. (дата обращения: 10.09.2017).

12. Официальный сайт кровли SHINGLAS. [Электронный ресурс]. URL: <http://shinglas.ru/> (дата обращения: 28.03.18).

13. СБС - модифицированный битум. [Электронный ресурс]. URL: [http:// xn--80aaembseuesvffbpf2n.xn--plai /chem\\_ otlchaetsya\\_sbs-modificirovannyj\\_bitum\\_ot\\_okislennogo\\_bituma.htm](http://xn--80aaembseuesvffbpf2n.xn--plai /chem_otlchaetsya_sbs-modificirovannyj_bitum_ot_okislennogo_bituma.htm) (дата обращения 29.03.18).

14. Технические характеристики и особенности металлочерепицы. [Электронный ресурс]. URL: <http://www.stroy-dom.net/?p=4797>. (дата обращения: 10.09.2017).

15. Экологичность гибкой черепицы [Электронный ресурс]. URL: <http://library.stroit.ru/z-full/v-authors/a-215/i-719.html> (дата обращения 28.03.2018).

## ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНЫЙ ФУНДАМЕНТ ДЛЯ КОТТЕДЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

**Косухин М.М., канд. техн. наук, проф.**

**Косухин А.М., зав. лабораторией**

**Коржова Ю.Н., студент**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В условиях энергоэффективности и энергосбережения строительного производства, наряду с многочисленными типовыми энергосберегающими мероприятиями, особая роль отводится используемым материалам и конструкциям для строительства зданий и сооружений. При этом речь шла, в основном, о материалах ограждающих конструкций – наружных стенах и конструкциях покрытий. Тем не менее, на сегодняшний день, требования энергоэффективности и энергосбережения можно успешно реализовывать и на стадии устройства фундаментов. Это особенно актуально в климатических районах с вечной мерзлотой.

Строительство любого здания начинается с закладки фундамента. Современные технологии предлагают всевозможные варианты обустройства опоры для дома с использованием новейших разработок и материалов. На фоне набирающих популярность энергосберегающих технологий, европейские строители разрабатывают соответствующие методы сохранения тепла в жилых помещениях. Хорошими эксплуатационными характеристиками отличается фундамент – так называемая шведская плита [1].

Второе название этой конструкции – УШП фундамент, говорит само за себя (утепленная шведская плита). Это технология, пришедшая на отечественный рынок, благодаря европейским разработчикам. В частности, шведские инженеры разрабатывали поэтапное конструирование, всю нормативную документацию, чертежи. В результате чего вся технология и стала называться шведской.

Утепленная шведская плита – это составной утепленный фундамент мелкого заложения, подходящий для возведения малоэтажных домов каркасного типа, срубов, домов из пенобетона и кирпича.

Основная идея заключается в изолировании бетонной плиты основания от грунта с помощью утеплителя по типу экструдированного пенополистирола.

Слой утеплителя толщиной 200 мм выполняет одновременно три задачи:

- теплоизоляция плиты фундамента;
- распределение нагрузки на грунт;
- амортизация морозного пучения почвы.

Как и любой фундамент по типу монолитной плиты УШП хорошо распределяет нагрузку дома по всей поверхности застройки и обеспечивает прочность конструкции, устойчивость к усадке и деформации стеновых элементов [2].

Сама плита качественно изолирована от грунта, что позволяет монтировать систему теплого пола непосредственно в плиту, а также организовать черновой пол без дополнительных стяжек или надстроек.

В итоге обустройством фундамента утепленной шведской плитой застройщик получает в одном элементе сразу несколько конструктивных решений:

- прочное основание, не зависящее от свойств грунта;
- теплоизоляцию фундамента под всем строением;
- опционально систему теплого пола, распределенную изначально под всем домом;
- готовое черновое основание, поверх которого сразу же допускается обустройство напольного покрытия.

В качестве утеплителя используется экструдированный пенополистирол с повышенной прочностью и усилием на сжатие при деформации 2% не менее 0,2 кПа [2].

Учитывая равномерное распределение нагрузки, фундамент способен выдержать десятки тонн нагрузки без ощутимых просадок или деформаций.

С точки зрения технологии устройства, утепленная шведская плита – это фундамент со сложной многослойной структурой, состоящей из следующих чередующихся слоев:

- песчаная подушка из песка крупной фракции;
- слой геомембраны;
- дренажная система для отвода жидкости из-под фундамента;
- песчаная подушка из песка мелкой и средней фракции;
- утеплитель ЭППС 100 мм по периметру и под отмостку;
- слой гравия;
- утеплитель ЭППС в основании фундамента толщиной 200 мм за исключением мест под расположение стеновых опорных конструкций;
- монолитная армированная бетонная плита с усилением в месте установки стеновых конструкций и по всему периметру здания [2].

Толщина песчаной и гравийной подложки под фундамент может достигать от 300 до 600 мм. Зависит толщина от типа грунта, его несущей способности и подбирается индивидуально на основании целого ряда факторов.

Основная задача заключается одновременно в выравнивании и стабилизации основания и отведении влаги от фундамента.

В качестве подготовительных работ выбирается грунт и выравнивается поверхность площадки с минимальными отклонениями от плоскости и горизонтали, что обязательно проверяется нивелиром или уровнем.

Песок и впоследствии гравий укладываются послойно по 10-15 см с обязательной трамбовкой и увлажнением. После каждого этапа проверяется и корректируется плоскость, чтобы избежать перекосов или неровностей [3].

После первого слоя песка крупной фракции расстилается геомембрана для гидроизоляции основания и трубы дренажной системы. Обустройство дренажа выполняется по углублениям по периметру фундамента специальными дренажными трубами с частой перфорацией.

Их оборачивают геотекстилем для защиты от заиливания и засорения. Обязательно формируются наклонные отводы и колодцы для контроля работы и откачки жидкости, дальнейшей транспортировки воды к дренажным полям.

Чаще утеплитель дополнительно заглубляется на половину или 2/3 уже подготовленной песчаной подушки, создавая преграду оттоку тепла из-под будущего фундамента.

Опалубка формируется и укрепляется согласно требованиям СНиП для обустройства и заливки монолитных бетонных плит. Основная толщина для УШП – 100 мм, там, где будут опираться несущие стены и будет нагрузка от стационарного оборудования, например, в котельной, толщина увеличивается до 200-250 мм, фактически формируя ребра жесткости.

Закладываются трубы для подвода коммуникаций. Используются ПВХ трубы необходимого диаметра с подводкой от внешней части фундамента к точке ввода. Последующие слои и бетонирование выполняются с обходом труб утеплителем с плотным прилеганием и замуровыванием в толще плиты.

По всей площади фундамента укладывается утеплитель в один слой плитами толщиной 100 мм. Согласно проекту застилается второй слой по всей площади за исключением полос под усиление для стен [3].

Используются специальные плиты экструдированного пенополистирола повышенной прочности и с L-образным пазом с торцов. Плиты стыкуются без зазоров и щелей. Дополнительно клеивать или фиксировать их не нужно.

Плита обязательно армируется. Для этого используется арматура толщиной от 12 мм, связанная в единый каркас. По ребрам формируются объемные каркасы с двумя и более рядами арматуры, а по основной площади распределяется арматурная сетка с ячейкой 150-200 мм в один слой.

В некоторых случаях лучше предусмотреть двухрядное армирование по всей площади, если предполагается значительная нагрузка от конструкции самого дома. Определить это должен проектировщик на основании строгих расчетов.

Если предполагается установка теплого пола, то по каркасу армирования распределяется труба сшитого полиэтилена с разделением на контуры под каждое отдельное помещение на первом этаже. Все контуры завязываются на коллекторную группу.

Еще до заливки бетона теплый пол проверяется под давлением, а герметичность опрессовывается. Коллекторная группа крепится к деревянной доске в качестве основы и к арматурным прутьям, приштукованным к каркасу армирования в качестве закладных элементов.

Заливка бетона выполняется за один заход, для чего необходимо строго рассчитать требуемый объем материала и заказать точное число бетономешалок, желательно с бетононасосом и манипулятором подачи. При распределении бетона используются глубинные вибраторы для равномерного и полного заполнения опалубки [2].

Верхний слой плиты сравнивается строго по уровню, в том числе заливкой цементным раствором сверху схватившегося бетона и дальнейшего обслуживания плиты до полного высыхания.

На этом подготовка фундамента – утепленной шведской плиты – завершена, и основа готова для возведения теплого и уютного дома.

К преимуществам шведского фундамента относятся отличные энергосберегающие показатели. Даже в случае поломки системы отопления тепло будет сохраняться до 2 суток, а за это время можно произвести ремонтные работы. Благодаря тому, что все коммуникационные системы устанавливаются непосредственно в основание дома, это оптимизирует в целом процесс постройки здания. Фундамент долговечен, благодаря отсутствию температурных и усадочных швов. Так как бетон заливается по уровню, то такое основание

является идеальным для чистового пола и укладки любого напольного покрытия. На данном основании возводятся любые строения с малой этажностью (до 3-х этажей): панельные, каркасные, блочные, каменные, кирпичные дома или срубы.

Ориентировочно за месяц от начала расчистки площадки можно начинать возводить стены дома, что значительно сокращает сроки стройки в целом. Все работы могут быть выполнены в течение одного сезона с весны по осень. Проблемы с возникновением сырости, разрастания грибков, если не сводятся к нулю, то, по крайней мере, минимизируются. Это рациональное комплексное решение. Данное основание является энергосберегающим и сохраняет тепло в 3-4 раза больше, нежели стандартные ленточные и другие [4].

Недостатками шведского фундамента являются высокие расходы на возведение данного основания. Однако экономятся средства на дальнейшую установку систем коммуникаций. Для строительства нужен ровный участок земли. В случае наличия уклона увеличивается количество материалов и все работы удорожаются. Для данного фундамента не подходит торфяной вид грунта, так как он обладает слишком низкой несущей способностью. Для воплощения сложного строительного проекта или возведения большого дома потребуются привлечение квалифицированных мастеров, обладающих опытом работы с плитными фундаментами. Возможен низкий цоколь. Если фундаментная плита в среднем достигает толщины 30-40 см, то уровень пола может сравняться с уровнем земли. Качественные строительные материалы, как правило, - импортные, что может повлиять на финансовые затраты. Данное основание не подходит для тяжёлых и больших строений. Поломка систем коммуникаций при дальнейшей эксплуатации дома может вылиться в крупную сумму. Какими бы прочными и надёжными ни были современные трубы, они имеют свой срок службы. Поэтому просчитывайте все нюансы и выбирайте для строительства только высококачественные материалы, дабы минимизировать затраты в дальнейшем [4].

Нет никаких сомнений, что подобная система фундаментов обязательно получит дальнейшее распространение и развитие, а число сторонников «утепленной шведской плиты» будет постоянно расти. За энергосберегающими технологиями в строительстве, наверняка, широкое будущее.

### **Библиографический список**

1. Фундамент – утепленная шведская плита [Электронный ресурс]. URL: [http:// stroim svoi dom. com/uteplennaya-shvedskaya-plita/](http://stroimsvoi.com/uteplennaya-shvedskaya-plita/). (дата обращения 12.10.17).
2. Шведская плита для фундамента дома [Электронные ресурсы]. URL: [http:// kakpostroitdomic. ru/fundament/shvedskaya-plita.html](http://kakpostroitdomic.ru/fundament/shvedskaya-plita.html) (дата обращения 12.10.17).
3. Коржова Ю.Н., Косухин А.М., Богачева М.А., Косухин М.М. Шведский фундамент // Международный студенческий строительный форум – 2017: сб. докл.: в 2 т. Белгород: Изд-во БГТУ, 2017. Т. 1. С. 122-127.
4. УШП фундамент. Технология [Электронные ресурсы]. URL: <http://stroyday.ru/stroitelstvo-doma/fundament-doma/ushp-fundament-technology.html>. (дата обращения 12.10.17).

### **ГАЗОГОРЕЛОЧНЫЕ УСТРОЙСТВА КОТЕЛЬНЫХ УСТАНОВОК**

**Кочетов В.В., магистрант**

**Сулов Д.Ю., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В настоящее время общая эффективность использования энергоресурсов в РФ не превышает 30%, т.е. около 2/3 подведенной энергии теряется в процессе неэффективного расходования. Между тем современный уровень развития техники и технологии позволяет иметь коэффициент полезного использования энергоресурсов не менее 50 – 60%. Следовательно, общая эффективность использования энергоресурсов может быть повышена в 1,5...2 раза по сравнению с достигнутым уровнем. Это создает благоприятные условия для решения комплекса важных экономических и социальных проблем [8].

Для сокращения затрат на производство тепловой энергии необходимо повышение коэффициента полезного действия котельного оборудования. Это достигается путём использования современного газогорелочного устройства – газовой горелки. В настоящее время применяются газовые горелки, в которых к месту сгорания подается и газ, и воздух, либо только газ [7, 9].

Большинство газогорелочных устройств имеют общие конструктивные элементы, независимо от своего типа, такие как: сопло, смеситель, горелочная насадка, стабилизатор горения [1, 10]. Именно это дает возможность для более углубленного изучения устройства конкретного газогорелочного устройства, а также для дальнейшей доработки и улучшения параметров её работы.

Рассмотрим горелки, применяемые в котельных установках Белгородского района. Большинство применяющихся горелок в Белгородском районе используются с принудительной подачей воздуха, так как они наиболее эффективны, их КПД составляет от 86% до 91%.

Горелка Elco N9.10400 G-E с принудительной подачей воздуха, плавно-двухступенчатая с электронным регулированием мощности, использующая природный газ в качестве основного вида топлива, давление газа составляет 100...500 мбар, мощностью до 11200 кВт и встроенной аппаратурой управления, производство – Швейцария [4].

Используется на трехходовом водогрейном газотрубном котле Энтророс ТТ-100 (рис. 1) мощностью 10000 кВт выпуска 2016 года, давлением воды до 0,6 МПа, КПД котла составляет от 91,3% до 92,8% в зависимости от нагрузки и средней температуры воды в котле, производится в России [6].



Рис. 1. Котел Энтророс ТТ-100 с горелкой Elco N9.10400 G-E

Горелка смесительная с принудительной подачей воздуха Г-1-1,0 (рис. 2) предназначена для сжигания природного газа в двухбаранных водотрубных котлах, давление газа перед горелкой – 850 Па, мощность – 930 кВт, производство – Россия. Установлена на паровом вертикально-водотрубном котле МЗК-7АГ-2 (рис. 3) с системой автоматики, КПД – от 86%, 1995 года выпуска, производство – Россия.



Рис. 2. Горелка Г-1-1,0



Рис. 3. Котел МЗК-7АГ-2

Горелка ГМГ 2,5 (рис. 4) газомазутная предназначена для раздельного сжигания жидкого и газообразного топлива в топках котлов, мощностью 2900 кВт с принудительной подачей воздуха, давление мазута перед горелкой – 1800 Па, давление газа перед горелкой 2500 Па, производство – Россия. Установлена на водогрейном котле НР-18 (рис. 5), предназначен для работы на жидком, твёрдом и газообразном топливе, давление воды – до 0,7 МПа, КПД котла – от 70%, 1972 года выпуска, производство – Россия.



Рис. 4. Горелка ГМГ 2,5



Рис. 5. Котел НР-18

Горелка блочная газовая, автоматическая с принудительной подачей воздуха ГБГ- 15/90, двухступенчатая предназначена для работы на природном газе, давление газа после клапана – 2300 Па, давление в топочной камере – 600 Па, мощностью – 950 кВт, производство – Россия. Установлена на водогрейном котле жаротрубного типа Ква-0,8 (рис. 6), предназначенного для работы на природном газе или легком

сжиженном топливе, мощностью 800 кВт, КПД – 92%, 2010 года выпуска, производство – Россия.



Рис. 6. Ква-0,8 с горелкой ГБГ – 15/90

Горелка газовая Baltur BGN 300 DSPGN ME прогрессивно-двухступенчатая, модуляционная, давление газа – 80 мбар, мощностью 3000 кВт, производство – Италия [2]. Установлена на трехходовом жаротрубном водогрейном котле Рэмэкс ТТГ-2500 (рис. 7), предназначенном для работы на природном газе, дизельном топливе, мазуте, КПД при работе на мазуте – 87%, природном газе – 91-95%, рабочее давление воды – 0,6 МПа, 2016 года выпуска, производство – Россия [5].



Рис. 7. Котел Рэмэкс ТТГ-2500 с горелкой Baltur BGN 300 DSPGN

Горелка Weishaupt G5/1-D, плавно-двухступенчатая мощностью 1000 кВт, давление – 10 мбар, производство – Германия [3]. Установлена на водогрейном котле жаротрубного типа Вулкан VK-600 (рис. 8), мощностью 700 кВт, рабочее давление – 0,6 МПа, КПД – 92%, 2004 года выпуска, производство – Россия.



Рис.8. Вулкан VK-600 с горелкой Weishaupt G5/1-D

**Выводы.** На основе рассмотренных котельных установок можно сделать вывод, что современные котлы более эффективны, производители добиваются большего КПД за счет вторичного использования тепла уходящих дымовых газов, КПД варьируется на уровне 92%, что положительно сказывается на теплопроизводительности. Большая часть устанавливаемых котлов – отечественного производства, ввиду экономической целесообразности, высокой ремонтопригодности, доступности запасных частей, а так же недорогого обслуживания.

Что касается газогорелочных устройств, то наиболее популярным типом являются горелки с принудительной подачей воздуха, которые отвечают всем современным требованиям, имеют эффективное применение топливно-воздушной смеси, снабжены системой автоматики, имеют высокий КПД, наиболее экономичны, имеют широкий диапазон регулировки. В данном случае применяются не только отечественные горелки, но и зарубежные. Отечественные, прежде всего, экономически выгоднее и характеризуются быстрой доступностью запасных частей. Зарубежные более долговечны, надежнее, имеют большую стоимость и дороже в обслуживании.

#### **Библиографический список**

1. Винтовкин А.А., Ладыгичев М.Г., Гусовский В.Л., Усачев А.Б. Современные горелочные устройства (конструкции и технические характеристики): Справочное издание. М.: Машиностроение-1. 2001. 496 с.
2. Горелочные устройства на различных видах топлива, технические характеристики горелки Baltur BGN 300 DSPGN.

[Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: [http://www.baltur.su/prod/gas/bgn/BGN300DSPGNME\\_16840020.html](http://www.baltur.su/prod/gas/bgn/BGN300DSPGNME_16840020.html) (дата обращения: 29.03.2018).

3. Каталог газовых горелок Weishaupt типа G. [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: <http://www.weishaupt.ru/upload/iblock/67b/67b82f1f1936a87edfc46f0bf458af09.pdf> (дата обращения: 29.03.2018).

4. Каталог горелочного оборудования для промышленного применения ELCO Burners GmbH. [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: <https://www.elco-burners.com/ru/ru/content/224/tiekhnichieskii-katalog> (дата обращения: 29.03.2018).

5. Каталог Группа компаний Рэмэкс, котлы водогрейные стальные жаротрубные Турботерм. [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: [http://remeks.ru/data/objects/12/files/TURBOTERM GARANTInstruktsiya\\_po\\_expluatatsii\\_i\\_montazhu\\_kotla.pdf](http://remeks.ru/data/objects/12/files/TURBOTERM GARANTInstruktsiya_po_expluatatsii_i_montazhu_kotla.pdf) (дата обращения: 29.03.2018).

6. Каталог «Термотехник», техническое описание водогрейный газотрубный трёхходовой котёл тип ТТ-100. [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: [http://entororos.nt-rt.ru/images/manuals/TT100\\_teh.pdf](http://entororos.nt-rt.ru/images/manuals/TT100_teh.pdf) (дата обращения: 29.03.2018).

7. Кушев Л.А., Суслов Д.Ю., Рамазанов Р.С., Швыдкая М.А. Интенсификация процесса сжигания природного газа в системах газоснабжения ЖКХ // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2017. №11. С.95-99.

8. Нефедова М.А. Анализ технических характеристик современных газогорелочных устройств // Электронный научный журнал «Нефтегазовое дело». 2015. №5. С. 411-423.

9. Рамазанов Р.С., Суслов Д.Ю., Кушев Л.А. Разработка газовой горелки для сжигания // Научные чтения и инновации (XXI научные чтения): юбил. междунар. науч.-практ. конф., посв. 60-летию БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгород: Изд-во БГТУ, 2014. С. 195-198.

10. Суслов Д.Ю., Подпороинов Б.Ф., Кушев Л.А. Газоснабжение. Белгород: Изд-во БГТУ, 2015. 265 с.

## РАСЧЕТ ТРАНСПОРТНО-ПЕШЕХОДНОЙ СЕТИ ШКОЛЫ НА 500 УЧАЩИХСЯ

Кузнецов А.В., магистрант  
Шаповалов С.М., канд. техн. наук, доц.  
*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В данной работе представлено комплексное благоустройство территории городской застройки в городе Белгороде, включающее:

- разработку транспортно-пешеходной связи внутри участка;
- расчёт площади и количество машино-мест автостоянки;
- размещение малых архитектурных форм (лавочки, урны, фонари и т.д.);

- выполнение озеленения территории и ряд других мероприятий.

Согласно СНиП 2.07.01-89 «Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений» технико-экономические показатели следующие:

- общая площадь участка – 2,24 га;
- площадь застройки – 406 м<sup>2</sup>;
- площадь озеленения – 10412 м<sup>2</sup>;
- плиточное покрытие – 2785 м<sup>2</sup>;
- асфальтовое покрытие – 4965 м<sup>2</sup>.

Транспортная сеть должна обеспечить скорость, комфорт и безопасность передвижения между функциональными зонами участка.

При строительстве проездов, тротуаров, пешеходных дорожек и площадок должны соблюдаться требования главы СНиП «Автомобильные дороги».

По назначению и расчетным скоростям улицы и дороги делятся на следующие категории:

- Магистральные улицы и дороги общегородского значения;
- Магистральные улицы районного значения;
- Улицы и дороги местного значения.

При проектировании проездов учитывают возможную интенсивность движения, которая зависит от численности населения, уровня автомобилизации, вместимости объектов культурно-бытового назначения и т.д.

Планировка проездов должна обеспечить возможность механизированной уборки.

Ширина улиц и дорог определяется расчетом в зависимости от интенсивности движения транспорта и пешеходов, состава размещаемых в пределах поперечного профиля элементов ( проезжих частей, технических полос для прокладки подземных коммуникаций, тротуаров, зеленых насаждений и др.), с учетом санитарно-гигиенических требований и требований гражданской обороны.

Проектируемый объект – школа на 500 учащихся.

Участок и территория, на котором расположен проектируемый объект, запроектирован в соответствии с требованиями для беспрепятственного доступа к объекту маломобильных групп населения.

Участок проектируемого здания размещается в пределах красных линий, установленных в проектах планировки, разработанных на основании генеральных планов и правил землепользования и застройки поселений.

В проекте предусмотрены условия беспрепятственного, безопасного и удобного передвижения маломобильной группы населения по участку к доступному входу в здание с учетом требований. Все пути стыкуются с внешними по отношению к участку транспортными и пешеходными коммуникациями, специализированными парковочными местами, остановками общественного транспорта.

Вход на участок оборудован доступными для МГН, в том числе инвалидов-колясочников, элементами информации об объекте.

При устройстве съездов с тротуара на транспортный проезд уклон не более 1:12, а около здания и в затесненных местах уклон до 1:10 на протяжении не более 10 м.

Бордюрные пандусы на пешеходных переходах должны полностью располагаться в пределах зоны, предназначенной для пешеходов, и не должны выступать на проезжую часть. Перепад высот в местах съезда на проезжую часть не превышает 0,015 м.

Высота бордюров по краям пешеходных путей на территории принимается не менее 0,05 м. Перепад высот бордюров, бортовых камней вдоль эксплуатируемых газонов и озелененных площадок, примыкающих к путям пешеходного движения, не должны превышать 0,025 м.

Покрытие пешеходных дорожек, тротуаров и пандусов запроектировано с асфальтобетонным покрытием из твердых материалов, ровным, шероховатым, без зазоров, не создающим вибрацию при движении, а также предотвращающим скольжение, т.е.

сохраняющим крепкое сцепление подошвы обуви, опор вспомогательных средств хождения и колес кресла-коляски при сырости и снеге.

Расчет стоянок автомобилей:

$$N=p*n=0.4*15=6 \text{ мест},$$

где N – требуемое количество стоянок для автомобилей;

n - число машино-мест на расчетную единицу 10-20 мест;

p – расчетная единица 100 работающих.

Габариты машино-места для легковых автомобилей следует принимать (с учетом минимально допустимых зазоров безопасности) - 5,3х2,5 м [16], а для инвалидов, пользующихся креслами-колясками, - 6,0х3,6 м [8]. Проезды между рядами парковочных мест следует принимать не менее 7 м.

В зоне обслуживания посетителей общественных зданий и сооружений различного назначения следует предусматривать места для инвалидов из расчета не менее 5%:

$$N_{\text{инв}}=6*0,05=1 \text{ место}.$$

Места для личного автотранспорта инвалидов желательно размещать вблизи входа в предприятие или в учреждение, доступного для инвалидов, но не далее 50 м.

В проекте предусмотрена автостоянка для легковых автомобилей, тип – плоскостная организованная открытого хранения.

Минимальные расстояния открытых автостоянок вместимостью от 51 до 100 мест должны быть не менее:

- до стен жилых домов, имеющих окна – 25 м;
- до стен общественных зданий, кроме детских, образовательных учреждений и лечебных стационаров – 15 м;
- до территорий школ, детских, образовательных учреждений, ПТУ, техникумов, площадок для отдыха, игр и спорта – 50 м;
- до территорий лечебных стационаров, открытых спортивных сооружений общего пользования, мест отдыха населения (сады, скверы, парки) – 50 м.

При проектировании пешеходных дорожек и тротуаров учитываем наиболее целесообразные направления движения пешеходных потоков и их рациональную организацию. Для удобного прохода пешеходов по территории жилой застройки предусматриваем устройство тротуаров шириной не менее 1,5 м.

Важный элемент благоустройства территории - искусственные покрытия (одежды) дорог, улиц, тротуаров, пешеходных дорожек и различных площадок. Искусственные покрытия должны обладать

достаточной прочностью, обеспечивающей их устойчивость под динамической и статической нагрузкой в различные времена года в зависимости от их назначения.

Типы покрытий дорожных одежд выбирают в зависимости от условий их применения по видам нагрузок, перспективной интенсивности движения, состава транспортных потоков, категорий улиц и дорог, наличия местных материалов и других факторов.

Покрытия должны быть прочными и устойчивыми, удобными для движения по ним, долговечными, отвечающими санитарно-гигиеническим требованиям и экономически эффективными. Их сложность обычно составляет значительную часть затрат на благоустройство территорий.

Тротуары выполняем из покрытия тротуарной плиткой.

Между основанием и земляным полотном размещаем подстилающий слой из фильтрующего материала - песка. Толщину подстилающего слоя принимаем равной половине толщины слоя, предназначенного для проезжей части – 15 см, толщина подстилающего слоя – 7,5 см.

Работы по устройству дренажей и прокладке различных коммуникаций в основании земляного полотна следует выполнять до начала возведения насыпей. Поверхность основания насыпи должна быть полностью освобождена от камней и комьев, диаметр которых превышает 2/3 толщины устраиваемого слоя, а также от посторонних предметов.

### **Библиографический список**

1. Агеева М.С., Лесовик Г.А., Шаповалов С.М., Михайлова О.Н., Тахиров С.З., Помошников Д.Д., Федюк Р.С. Влияние времени помолы на свойства композиционного вяжущего // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2015. № 4. С. 28-32.
2. Агеева М.С., Шаповалов С.М., Боцман Л.Н., Ищенко А.В. К вопросу использования промышленных отходов в производстве вяжущих веществ // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 9. С. 58-62.
3. Агеева М.С., Шаповалов С.М., Усенко М.В. Закладочные смеси на основе техногенного сырья курской магнитной аномалии // Научные и инженерные проблемы строительно-технологической утилизации техногенных отходов: Сб. трудов конференции. Белгород: Изд-во БГТУ. 2014. С. 50-53.

4. Байдин О.В., Шаповалов С.М., Шевченко А.В. Расчет сборно-монолитных конструкций с применением вариационного метода и интегрального модуля деформации // Строительная механика и расчет сооружений. 2009. № 4. С. 9-13.

5. Байдин О.В., Шаповалов С.М., Шевченко А.В. Учет температурных деформаций при расчете замкнутых цилиндрических оболочек вариационным методом // Строительная механика и расчет сооружений. 2009. № 5. С. 6-9.

6. Байдин О.В., Шаповалов С.М., Шевченко А.В. Экспериментальное исследование трещиностойкости стержневых сборно-монолитных конструкций // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2009. № 3м. С. 78-83.

7. Гридчин А.М., Хархардин А.Н., Лесовик Р.В., Шаповалов С.М. Минеральные бетоны для щебеночных оснований // Строительные материалы. 2004. № 3. С. 74.

8. Гридчин А.М., Шаповалов С.М., Ряпухин Н.В., Ластовецкий А.Н., Литвинова Ю.В. Использование техногенного сырья для устройства оснований автомобильных дорог // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2007. № 2. С. 31-33.

9. Кара К.А., Сулейманов А.Г. Газобетон на композиционном вяжущем с использованием отсевов дробления известняка // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2013. № 5. С. 64-66.

10. Колпина Л.В., Реутов Н.Н., Шаповалов С.М. Социальный капитал организации как объект инновационного управления // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 3. С. 201-206.

11. Колпина Л.В., Реутов Н.Н., Шаповалов С.М. Эмпирический анализ социального капитала работников ВУЗа // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2015. № 1. С. 239-244.

12. Лесовик Р.В., Агеева М.С., Лесовик Г.А., Богусевич Г.Г., Шаповалов С.М., Сопин Д.М. Повышение эффективности крупнопористого керамзитобетона за счет использования композиционных вяжущих из техногенного сырья различной природы // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 11. С. 58-62.

13. Лесовик Р.В., Кафтаева М.В., Шаповалов С.М., Белоброва С.А. Использование техногенных песков в дорожном строительстве // Строительные материалы. 2007. № 8. С. 58-59.

14. Лесовик В.С., Сулейманова Л.А., Кара К.А. Энергоэффективные газобетоны на композиционных вяжущих для

монолитного строительства // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2012. № 3. С. 10-20.

15. Мирошниченко С.И., Шаповалов С.М. Быстрее, дешевле и больше // Автомобильные дороги. 2008. № 6. С. 117-120.

16. Сулейманова Л.А., Кара К.А. Оптимизация состава неавтоклавного газобетона на композиционном вяжущем // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2012. № 2. С. 28-30.

17. Храмов А.В. Стабилизация древесины // Журнал Ярмарка Мастеров. 2016. С. 10-12.

18. Цветаев С.С., Шаповалов С.М. Разработка концепции промышленной политики в сфере развития и внедрения в российскую экономику элементов технологической платформы (стратегической инициативы, концепций) «Индустрия 4.0» // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 3. С. 179-182.

19. Чернявский О.С., Трубаев П.А., Шаповалов С.М. Методы оценки эффективности энергоэффективности муниципальных образований // Энергосбережение и экология в жилищно-коммунальном хозяйстве и строительстве городов: Сб. трудов конференции. Белгород: Изд-во БГТУ. 2012. С. 153-161.

20. Чернявский О.С., Трубаев П.А., Шаповалов С.М. Рейтинговые системы энергоэффективности «зеленых» зданий // Энергосбережение и экология в жилищно-коммунальном хозяйстве и строительстве городов: Сб. трудов конференции. Белгород: Изд-во БГТУ. 2012. С. 161-167.

21. Шаповалов С.М. Минеральные бетоны из скальных пород КМА для оснований автомобильных дорог: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Белгород, 2006.

22. Шевченко А.В., Шаповалов С.М. Расчет составных деревянных балок на основе вариационного метода // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. № 1. С. 88-91.

23. Шевченко А.В., Шаповалов С.М., Шаповалова В.А. Расчет вертикальных связей каркасных систем с учетом деформаций // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2015. № 1. С. 65-67.

24. Шевченко А.В., Шаповалов С.М., Шаповалова В.А. Расчет усилий в элементах вертикальных связей на основе вариационного метода Власова-Милейковского // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 12. С. 55-58.

## **ПРОБЛЕМЫ РЕКОНСТРУКЦИИ И МОДЕРНИЗАЦИИ ЦТП В СТАРОЙ ЖИЛОЙ ЗАСТРОЙКЕ В РОССИЙСКИХ ГОРОДАХ**

**Музалевская Г.Н., доц.**

**Музалевский А.А., аспирант**

*Орловский государственный университет  
им. И.С. Тургенева, г. Орел, Россия*

В настоящее время в России действует обширная программа по строительству новых энергосберегающих зданий. Проблемой является реконструкция зданий, возведенных в 60-90 годах, чтобы при реконструкции учесть мероприятия по совершенствованию и развитию всей системы ЖКХ. Сложность проблемы заключается в том, что долгое время отсутствовала концепция энергосбережения [1]. Энергетические потери связаны с плохим состоянием зданий и тепловых сетей.

Проблемы энергосбережения, качества микроклимата и вентиляции в условиях энергетического дефицита и интеллектуализации зданий являются сегодня для России определяющими. Актуальным является строительство новых зданий с учетом развития принципов оценки зданий как среды обитания человека, отвечающей требованиям комфортности, энергоэффективности, экологичности, обеспечивающих защиту окружающей среды.

Очень важно, что именно с учетом этих моментов должны быть реконструированы при капитальном ремонте и модернизации здания с использованием энергосберегающих мероприятий, предусматривающих оптимальное сочетание технических решений по ограждающим конструкциям и системам жизнеобеспечения, включая весь спектр работающего оборудования в ЦТП и оборудования ИТП, установленного в каждом здании. В последнее время все чаще поднимаются вопросы о несовершенстве принятой системы тепловодоснабжения в Российских городах с центральными тепловыми пунктами (ЦТП), о больших потерях тепла и воды в разводящих сетях, о низкой эффективности установленного оборудования.

На выбор стратегии реконструкции и модернизации центральных тепловых пунктов большое внимание оказывает работающее оборудование. Его технические параметры, физический износ, мощность и пропускная способность определяют реконструкцию или полную модернизацию ЦТП с полной или частичной заменой сетей.

Основная сложность проведения реконструктивных мероприятий заключается в старом не эффективно работающем оборудовании с большими гидравлическими потерями, а также в значительной изношенности сетей и сооружений инженерных систем в городах и населенных пунктах, что приводит к отставанию мощностей и пропускной способности от потребностей. Недостаточное внимание уделяется проведению технических мероприятий и модернизации, позволяющих сократить нерациональные потери тепловой энергии. Не производится модернизация индивидуальных тепловых пунктов с учетом регулировки системы теплоснабжения.

Всегда проектирование жилых комплексов или любых других объектов начинается с получения технических условий на подключение к инженерным сетям, и здесь зачастую идет подключение к готовым старым изношенным сетям. Технические задания на проектирование тепловых сетей выдаются без учета причин преждевременного выхода из строя ранее проложенных трасс. Проекты выполняются без специального раздела по защите от коррозии, без обоснования срока службы теплосети. Какие меры в дальнейшем ни принимаются для решения мероприятий по программе энергосбережения, все напрасно, так как начинать решать эти проблемы изначально надо с реконструкции и модернизации [3].

Основные направления в повышении надежности систем теплоснабжения – правильное использование теплоносителя со стороны теплопотребителя с применением эффективных систем автоматизации управления и качества работ, выполняемых на всех этапах, от стадии проектирования до технического надзора по соответствию проекту.

Особо важная проблема – это обновление жилых зданий, построенных по типовым проектам в период 60-70-х годов. В большинстве зданий система отопления является зависимой, то есть теплоноситель, подаваемый из системы районного теплоснабжения, поступает непосредственно к радиаторам, расположенным в квартирах, что не позволяет устанавливать оборудование для системы отопления, позволяющее автоматически регулировать потребление тепла в зависимости от температуры наружного воздуха, температуры воздуха в квартирах, освещенности фасадов и ветровой нагрузки.

При модернизации систем в звене распределения между потребителями жилого дома внедрение технологии полностью автоматизированного количественно-качественного регулирования в индивидуальных тепловых пунктах обеспечит качество и количество тепловой энергии в точном соответствии с погодными условиями, без

недотопов осенью и перетопов весной. Для этого необходима установка в ЦТП насосов частотно-регулируемого электропривода.

Основной целью реализации предлагаемых режимов работы является получение наиболее полной экономии топливно-энергетических ресурсов на теплоисточнике от внедрения проектного объема комплексной автоматизации при поддержании требуемых температур воздуха в отапливаемых зданиях и воды на горячее водоснабжение и стабильной работе тепловых сетей и потребителей в реальных условиях их эксплуатации.

Режимы работы комплексно автоматизируемой ЦТП должны учитывать возможность частичной и поэтапно внедряемой автоматизации регулирования отпуска теплоты в ЦТП, т.е. отсутствия в течение определенного периода времени сплошной автоматизации ЦТП. Режимы должны также учитывать возможность широкого маневрирования изменением температуры сетевой воды в подающем трубопроводе, целесообразного, в частности, для крупных систем теплоснабжения с резервированием тепловых сетей при аварийных режимах, при котором обеспечивается подача теплоты всем потребителям при сниженном расходе сетевой воды.

При этом одной из главных задач ставится снижение издержек эксплуатационных и производственных затрат за счет включения рыночных механизмов, устранения монополизма в этой сфере, то есть создание конкурентной среды.

Комплексное автоматическое регулирование включает в себя следующие базовые принципы: регулирование в индивидуальных тепловых пунктах (ИТП) или автоматизированных узлах управления (АУУ), обеспечивающих в соответствии с отопительным графиком изменение температуры теплоносителя, подаваемого в систему отопления в зависимости от температуры наружного воздуха. Индивидуальное автоматическое регулирование на каждом отопительном приборе при помощи термостата, обеспечивающего поддержание заданной температуры в помещении.

При модернизации существующих систем в зависимости от размещения ЦТП, состояния оборудования и здания, количества присоединенных строений и перспективы сохранения существующей застройки следует рассматривать как минимум два варианта:

- ликвидация ЦТП с устройством ИТП в зданиях и одновременной заменой сетей отопления и холодного водоснабжения;
- модернизация ЦТП с переводом на независимую схему, замена сетей ГВС и отопления на пластиковые и при необходимости установка

регуляторов давления в зданиях, а по возможности и систем пофасадного регулирования в домах.

Для модернизации индивидуальных тепловых пунктов (ИТП) целесообразны следующие варианты:

- установка инжекторных насосов с переменным диаметром сопла, что обеспечивает возможность оперативной ручной настройки параметров теплоносителя в системе отопления;

- установка теплообменника отопления и системы автоматического управления параметрами теплоносителя в системе отопления в зависимости от температуры наружного воздуха для каждого потребителя;

- установка теплообменника горячего водоснабжения и системы автоматического поддержания температуры горячей воды;

- установка клапанов балансировки на стояках в каждом здании и установка в зданиях кранов-термостатов на радиаторах в каждом помещении.

Балансировка с помощью балансировочных клапанов крайне важна для правильного функционирования систем тепло- и водоснабжения, и достижения энергосбережения, т.к. современные системы могут иметь сеть трубопроводов с большим количеством ветвей различных длин, диаметров и гидравлических сопротивлений. При проектировании устанавливают расчетные значения расходов, необходимых для создания одинаковых условий циркуляции в ветвях трубопроводов.

Для реализации этого на практике применяют регулируемую арматуру, позволяющую плавно изменять сопротивление потока жидкости и тем самым регулировать расход и перепад давлений в трубопроводе. Регулирование может осуществляться в ручном или автоматическом режиме. Чтобы понять, как действует данное устройство, вкратце разберем принцип балансировки систем отопления. Представьте себе тупиковую ветвь системы с несколькими радиаторами – потребителями тепловой энергии. По трубе к ним следует подать такое количество нагретого до расчетной температуры теплоносителя, чтобы хватало на все обогреваемые помещения. Этот расход нам известен из расчета.

Когда батареи не оснащены термостатическими клапанами и расход теплоносителя для каждого из них является постоянным, для гидравлической настройки используется ручной балансировочный клапан.

Он устанавливается на обратном трубопроводе в месте врезки его в общую магистраль. Клапан динамический балансировочный

предназначен для применения в системах отопления и охлаждения для поддержания величины объемного расхода жидкости в соответствии с предварительной настройкой. Он позволяет сбалансировать контуры без учета распределения потерь давления в них.

Клапан автоматически ограничивает величину объемного расхода в рабочем диапазоне до заданного значения, компенсируя все колебания давления в контуре. Установленный расход поддерживается в пределах заявленного диапазона перепада давления, с максимальной ошибкой на контролируемой скорости потока значения или от максимального расхода.

Для обеспечения бесперебойной работы клапана и предотвращения его повреждений рекомендуется установить фильтр перед корпусом клапана.

Знание авторитетов клапанов позволяет уже на стадии проектирования системы обеспечить пропорциональное (наиболее эффективное) регулирование как отдельных элементов – радиаторов, фанкойлов, теплообменников и т.п., так и системы в целом. В нормативах и технической литературе по терморегуляторам используют три понятия авторитета. Один из них – это внешний авторитет терморегулятора, он имеет такое же влияние на гидравлические характеристики, как и у регулирующего клапана. Под воздействием внешнего авторитета происходит дальнейшая деформация базовой характеристики. Начальное искривление вызвано конструктивной особенностью внутреннего канала терморегулятора, по которому протекает теплоноситель.

Исходную деформацию расходной характеристики определяют базовым авторитетом. Определение базового авторитета при известном положении штока аналогично рассмотренным ранее методикам для регулирующих клапанов с соответствующей расходной характеристикой, но, как правило, такая информация не всегда присутствует в техническом описании. Тогда можно воспользоваться другим подходом, гидравлическая суть которого аналогична.

Авторитеты клапана показывают работоспособность системы в переходных режимах, которые существенно отличаются от расчетных условий. Экспериментальный поиск ответа на поставленные вопросы показал, что авторитеты клапанов целесообразнее определять не через перепады давления, а через параметры, характеризующие сопротивление – коэффициент местных сопротивлений, проводимость, характеристика сопротивления, пропускная способность. В этом случае математический результат определения авторитетов будет

аналогичным, как и при использовании перепадов давления, но физический смысл происходящих процессов будет значительно глубже и вернее.

Подтверждением тому являются результаты экспериментальных исследований, полученные во многих научных работах. Они дают однозначный ответ на поставленные вопросы – авторитеты клапанов в системе, т.е. форма (искривление) их рабочих расходных характеристик не изменяются в процессе работы системы, оставаясь такими, какими их видоизменили при проектировании системы. Причиной искажения статических и динамических характеристик системы в целом либо плохой работы регуляторов, в частности, является неправильный их выбор – лишь по пропускной (расходной) характеристике клапана.

Большую популярность в центральной и Восточной Европе завоевали центральные, районные и индивидуальные тепловые пункты с использованием пластинчатых теплообменников APV.

Пластинчатые теплообменники проектируются для использования в системах централизованного теплоснабжения с учетом мероприятий по ресурсосбережению. Установка модульных агрегатов, смонтированных на раме и имеющих также свои насосы, которые проходят испытания непосредственно на заводах изготовителях, позволяют гарантировать высокую степень надежности и после монтажа и в период эксплуатации обеспечивают экономию топлива на 20-30% за счет снижения расхода горячей воды.

Информационные технологии открывают новые возможности при решении вопросов энергосбережения, связанные, прежде всего, с использованием современной компьютерной техники и средств сбора и передачи данных.

Внедрение программ и программных комплексов для тепло - и электроснабжающих организаций на предприятиях многих городов России убедительно показывает, что энергосберегающим эффектом обладает компьютеризация расчетов с потребителями энергии. В значительной степени это связано с дисциплинирующим фактором, сопровождающим взаимоотношения поставщика и потребителя, возникающим в процессе компьютеризации учета.

Необходимо дополнительно осуществлять следующие функции для работающего оборудования в ЦТП и ИТП:

- прогноз аварийных ситуаций и оповещения соответствующих служб;
- планирование общего уровня потребления энергоресурсов;

- учет реального потребления по количеству и качеству на каждом узле регулирования;
- учет отказов в системе энергоснабжения, включая горячее и холодное водоснабжение;
- контроль соответствия нормативным и учетным данным поставщика, оценки качества поставляемых энергоресурсов в реальном масштабе времени;
- анализ потребления в прошедших периодах, выявление дополнительных источников экономии.

Для того чтобы обеспечивать бесперебойную подачу теплоты, потребителям с заданными параметрами необходим в сложившейся ситуации только правильный подход к эксплуатации систем теплоснабжения и котельных установок в соответствии с нормативной документацией [2].

Теплоснабжение сельских населенных мест осуществляется централизованно – от отопительных поселковых и производственно-отопительных котельных и децентрализованно – от местных котельных и поквартирных источников теплоты. Выбор систем теплоснабжения решается в каждом конкретном случае на основании технико-экономического сравнения вариантов.

Для централизованных систем теплоснабжения сельских населенных мест применяют двух- и четырехтрубные водяные системы.

В некоторых крупных населенных пунктах и поселках с тепловыми нагрузками более 5,8 МВт (5 Гкал/ч) применяются двухтрубные, главным образом, открытые системы теплоснабжения с центральным качественным регулированием и с расчетной температурой теплоносителя 150 – 70 °С от котельных со стальными водогрейными и паровыми котлами.

В 90-х годах в Российских городах впервые появились локальные котельные в современном понимании этого значения, на жилых домах стали строиться крышные котельные. Количество и качество локальных котельных постоянно растет. На каждой новой котельной устанавливается более совершенное оборудование. Одно из перспективных направлений – это дистанционное управление котельной.

Оптимизация всей системы теплоснабжения и составляющих ее элементов позволит решить приоритетную задачу по совершенствованию организации теплоснабжения. Решая задачи повышения энергетической эффективности, надежности теплоснабжения с учетом климатических особенностей, топливного

баланса, экологической ситуации, необходимо одновременно разрабатывать мероприятия по техническим, экономическим, административным и структурно-организационным вопросам.

На основании изложенного можно сделать вывод о необходимости комплексной реконструкции и технического перевооружения котельных, ЦТП, магистральных тепловых сетей и распределительных трубопроводов на объектах жилищно-коммунального хозяйства. Схемные, конструктивные и технологические решения, состав оборудования, применяемые при реконструкции и техническом перевооружении, должны обеспечивать: экономические характеристики, соответствующие мировым стандартам, безотказность, высокую ремонтпригодность и долговечность и высокую степень механизации и автоматизации процессов производства и распределения тепловой энергии.

Такая задача может быть выполнена только на основе данных обследования и энергетического аудита каждого объекта. Вопросы экономии топлива и энергии при эксплуатации ЦТП необходимо решать с повышением уровня управления в сфере ЖКХ. Заинтересованность частного бизнеса при эксплуатации ЦТП с учетом мероприятий по энергосбережению даст возможность привлечения инвестиций в развитие всех секторов системы теплоснабжения.

### **Библиографический список**

1. Богуславский Л.Д. Энергосбережение в системах теплоснабжения, вентиляции и кондиционирования воздуха: Справ. пособие / Л.Д. Богуславский, В.И. Ливчак, В.П. Титов и др.; Под ред. Л.Д. Богуславского, В.И. Ливчака. М.: Стройиздат, 1990. 624 с.
2. СНиП 41-02-2003. Тепловые сети / Госстрой России. М.: ГП ЦПП, 2004. 38 с.
3. Музалевская Г.Н., Музалевский А.А. Полезный опыт Германии для модернизации и реконструкции жилых зданий и инженерного оборудования с учетом мероприятий по ресурсосбережению [Электронный ресурс] / Международная научно-практич. конф. «Наука и инновации в строительстве». Белгород, 2017.

## АНАЛИЗ ЖИЛИЩНОГО ФОНДА ГОРОДА БЕЛГОРОД

**Погорелова И.А., канд. техн. наук, доц.**

**Зенин Е.Н., магистрант**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В связи с политикой экономии энергоресурсов часто поднимается тема модернизации и реконструкции зданий. Рассмотрим актуальность модернизации, анализируя жилищный фонд города Белгород.

Жилищный фонд города – это совокупность всех жилых помещений, находящихся на территории города, независимо от форм собственности, включая жилые дома, специализированные дома, квартиры, служебные жилые помещения, иные жилые помещения в других строениях, пригодные для проживания.

История Белгорода насчитывает более 420 лет, но во времена Второй мировой войны город был практически разрушен, исторических построек сохранилось крайне мало. На сегодняшний день жилищный фонд представлен частными одно-, двухэтажными строениями, многоквартирными зданиями.

Объектами исследования будут являться многоквартирные дома, поскольку для частного жилья период до капитального ремонта и необходимость в утеплении решается индивидуально, самостоятельно.

Согласно данным статистики, в период с 1899 по 2017 год площадь жилищного фонда города Белгород по состоянию на конец 2017 года составляет 10411092,16 м<sup>2</sup> [1, 2].

В эксплуатацию введен 1561 многоквартирный дом, содержащий 134068 квартир. Их распределение по годам постройки представлено на рис. 1.

При анализе рис. 1 наблюдается рост строительства с 1948 года, а так же 5 основных пиков строительства. Первый пик, самый наивысший, приходится на 1962 год с 44 построенными многоквартирными домами (МКД), второй – 1974 год с 40 МКД, третий – 1995 год с 29 МКД, четвертый – 2004 год с 36 МКД, пятый – 2014 год с 29 МКД. Но для более полного исследования ситуации одного только количества зданий недостаточно, в связи с этим проведем анализ по количеству введенной площади (рис. 2).



Рис. 1. График распределения постройки зданий по годам



Рис. 2. График количества введенных площадей

Из рис. 2 следует, что наблюдается 5 основных пиков: первый – 1976 г. с 200948,79 м<sup>2</sup> введенных площадей, второй – 1985 г. с 283383,17 м<sup>2</sup>, третий – 1996 г. с 262480,53 м<sup>2</sup>, четвертый – 2004 г. с 343804,64 м<sup>2</sup> (наивысшее значение), пятый – 2014 г. с 318283,78 м<sup>2</sup>.

Учитывая данные, а именно, площадь и количество возведенных зданий (см. рис. 1, 2), можно косвенно утверждать об увеличении этажности зданий. Так как в 1962 году, когда достигается пиковое значение построенных домов, введено всего лишь 111573,02 м<sup>2</sup> площадей и максимальная введенная площадь – 343804,64 м<sup>2</sup>, соответствует 36 многоквартирным домам. Таким образом, можно сделать вывод, что изначально вводилось среднеэтажное жилье (2...5 этажей) и в дальнейшем увеличивалось до многоэтажных (6 и более этажей) и повышенной этажности (11...16 этажей) [3-5].

Распределение количества возведенных зданий по периодам приведено на рис. 3.



Рис. 3. Диаграмма распределения постройки зданий по периодам

В связи с введением в 2003 году в действие СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий» взамен СНиП II-3-79 «Строительная теплотехника», в котором содержались требования по значительному увеличению коэффициента термического сопротивления конструкций, а также сроку постановки зданий на первый капитальный ремонт

разделим поле диаграммы на 2 периода, а именно, до 2002 – 2003 годов и далее [7, 8, 9].

В период до 2002 года было построено 1262 здания, что составляет 81% многоквартирных домов Белгорода.

Учтем так же сведения по введенной площади (рис. 4).



Рис. 4. Диаграмма количества введенных площадей по периодам

Из рис. 1 видно, что до 2004 года было введено 7322440,78 м<sup>2</sup>, что составляет 70% введенной площади за весь период статистики.

Возьмем наименее выгодную категорию с несущими и ограждающими панелями. В проекте для таких зданий заложен срок службы 50-70 лет. Примем наименьшее значение в анализе, так как нет точных данных по серии зданий и их конкретному сроку службы с учетом физического и морального износа. Увеличим период, так как модернизированы могут быть здания, которые по техническому состоянию не подлежат сносу в ближайшие 5 лет. С условием срока службы в промежуток времени попадают здания с 1963 по 2002 гг. и включают 979 домов (63% всех МКД) и 6879223,29 м<sup>2</sup> (60% всех жилищных площадей).

Известно, что наибольшие потери тепловой энергии в зданиях происходят через их ограждающие конструкции (до 35%). Одним из наиболее эффективных путей экономии энергии признано сокращение потерь тепла через ограждающие конструкции зданий и сооружений.

Вопросы энергосбережения в жилищном фонде особенно актуальны в связи с принятием СНиП 23-02–2003 «Тепловая защита зданий», а затем его актуализированной редакции СП 50.13330.2012, где установлены повышенные требования по теплозащите, а определяющим фактором повышения энергоэффективности здания является увеличение термического сопротивления его конструктивных элементов. Согласно принятым нормативам, требуемое приведенное сопротивление ограждающих конструкций увеличилось более, чем в 3 раза по сравнению с ранее действующим СНиП II-3-79 [6, 7, 8].

Учитывая, что часть домов уже подверглась модернизации и реконструкции, этот вопрос остается все так же актуальным и острым, так как большинство существующей застройки в ней все еще нуждается.

### **Библиографический список**

1. Официальный сайт Белгородстат // Официальная статистика [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://belg.gks.ru> (Дата обращения: 27.04.2018).
2. Статистика по годам постройки домов в Белгороде // [Электронный ресурс]. URL: <http://dom.mingkh.ru/belgorodskaya-oblast/belgorod/year-stats> (Дата обращения: 27.04.2018).
3. Глаголев Е.С., Сулейманова Л.А., Марушко М.В. Развитие жилищного строительства в России // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. №1. С. 17-22.
4. Глаголев Е.С., Сулейманова Л.А., Марушко М.В. Нормативно-правовое регулирование жилищного строительства в России [Электронный ресурс] // Наука и инновации в строительстве. Международная научно-практическая конференция. Белгород, 2017.
5. Глаголев Е.С., Сулейманова Л.А., Марушко М.В. Эффективное воспроизводство жилищного фонда России // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. №10. С. 98-104.
6. СП 50.13330.2012. Тепловая защита зданий. М.: Минрегион России, 2012. 96 с.
7. СНиП 23-02-2003. Тепловая защита зданий. М.: Минрегион России, 2003. 26 с.
8. СНиП II-3-79. Строительная теплотехника. М.: Госстрой СССР, 2012. 26 с.
9. ВСН 58-88(р). Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обслуживания зданий, объектов

коммунального и социально-культурного назначения. М.: Стройиздат, 1990 г.

## **КОНЦЕПЦИИ ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНЫХ И ЭКОЛОГИЧНЫХ ЗДАНИЙ**

**Погорелова И.А., канд. техн. наук, доц.**

**Левченко Е.В., магистрант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В России потребление энергии в несколько раз выше, чем в большинстве европейских стран, поэтому повышение энергоэффективности жилищно-коммунального комплекса – одна из самых актуальных задач в «Энергетической стратегии России на период до 2030 года» [1].

В настоящее время существует несколько концепций энергетически эффективных и экологически чистых зданий. Основные из них [2]:

- здание с низким энергопотреблением;
- здание с ультранизким энергопотреблением (пассивное здание);
- здание с нулевым использованием энергии;
- «интеллектуальное здание».

В рассматриваемых концепциях обеспечение энергетической эффективности зданий осуществляется за счет применения технологий и материалов, которые минимизируют теплопотери в ходе эксплуатации и обеспечивают максимальную герметичность здания: усиленная теплоизоляция фасадов, чердачных и надподвальных перекрытий, оконные блоки со стеклами, имеющими высокий уровень сопротивления теплопередаче (двух-, трехкамерные стеклопакеты), использование экологически чистых материалов.

Экологические традиции и современные подходы к выбору материалов в строительной практике призваны обеспечить создание системы зданий, формирующих пространственную среду – качественную и безопасную для жизни и деятельности людей, во многом зависящую от материалов, обеспечивающих долговечность зданий и их экологическую безопасность. Человек в искусственно создаваемой среде обитания не должен испытывать экологический дискомфорт в окружении искусственных материалов, ведь действие многих из них трудно прогнозируется из-за сложного состава,

многокомпонентности и содержания опасных для здоровья людей веществ. Такой подход соответствует требованиям всемирной концепции «устойчивого развития», «устойчивого строительства». Только экологически качественные и долговечные материалы целесообразны для их применения [3 - 9].

В энергоэффективных домах используются возобновляемые источники энергии: солнечные батареи и коллекторы, тепловые насосы, а также специальная система вентиляции (приточно-вытяжная установка с рекуперацией воздуха) зимой подает в помещение теплый воздух, а летом – прохладный.

Оборудование, установленное в энергоэффективных домах, позволяет жильцам самим регулировать температуру в квартире, что способствует экономии на платежах за коммунальные услуги до 50%.

В настоящее время, в России существуют определенные классы, определяющие энергоэффективность зданий: А (очень высокий), В (высокий), С (нормальный), D (пониженный), Е (низкий).

К достоинствам энергоэффективных зданий можно отнести: обеспечение комфортного микроклимата, уменьшение расходов на эксплуатацию здания, сохранение экологической среды вокруг здания, а недостатками таких домов является: стоимость (1 м<sup>2</sup> в среднем на 8...15 % больше средних показателей обычного здания).

Несмотря на преимущества, которые в перспективе предоставляет строительство энергетически эффективных и экологически чистых зданий, их распространение в России не столь велико. По данным ГК «Фонд содействия реформированию жилищно-коммунального хозяйства», на сегодняшний день в Центральном Федеральном Округе имеется 13 энергоэффективных домов [10].

Увеличение количества домов с повышенной энергоэффективностью можно рассматривать как положительную динамику для России, в том числе и из-за улучшения экологической обстановки, так как происходит сокращение общего влияния застройки на окружающую среду и здоровье человека. Такой результат достигается за счет эффективного использования энергии, воды и других ресурсов, а также сокращения количества отходов, выбросов и других вредных воздействий.

Строительство энергетически эффективных и экологически чистых зданий, а также реконструкция уже имеющихся домов по стандартам энергоэффективного дома позволит повысить комфорт проживания, уменьшить энергозатраты в период эксплуатации зданий, а также сохранить гармонию с окружающей средой.

### Библиографический список

1. Энергетическая стратегия России на период до 2030 года [Электронный ресурс]. URL: <http://minenergo.gov.ru/> (дата обращения: 22.04.2018).
2. Кузнецова В.Ю., Мисюкевич К.М., Хакимова В.А. Концепции энергетически эффективных и экологически чистых зданий и их применение в России и за рубежом // Журнал: Актуальные проблемы гуманитарных и естественных наук. 2016. № 12-1. С. 118-121.
3. Сулейманова Л.А., Кара К.А. Энергосберегающие технологии высокопоризованных бетонов // В сборнике трудов областной научно-практической конференции «Белгородская область: прошлое, настоящее, будущее». 2011. С. 98-102.
4. Глаголев Е.С., Сулейманова Л.А., Марушко М.В. Развитие жилищного строительства в России // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. № 1. С. 17-22.
5. Сулейманова Л.А. Высококачественные энергосберегающие и конкурентоспособные строительные материалы, изделия и конструкции // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. № 1. С. 9-16.
6. Сулейманова Л.А., Погорелова И.А., Кондрашев К.Р., Сулейманов К.А., Пириев Ю.С. Энергосберегающие газобетоны на композиционных вяжущих // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 4. С. 73-83.
7. Сулейманова Л.А., Кара К.А., Коломацкая С.А., Сулейманов К.А. Энергоэффективные технологии газобетона для зеленого строительства // В сборнике трудов Международной научно-практической конференции, посвященной 95-летию ФГБОУ ВПО ГГНТУ им. акад. М.Д. Миллионщикова «Современные строительные материалы, технологии и конструкции». Грозненский государственный нефтяной технический университет имени академика М.Д. Миллионщикова. 2015. С. 142-148.
8. Suleymanova L.A., Lesovik V.S., Kondrashev K.R., Suleymanov K.A., Lukutsova N.P. Energy efficient technologies of production and use non-autoclaved aerated concrete // International Journal of Applied Engineering Research. 2015. Vol. 10, No. 5, pp. 12399-12406.
9. Suleymanova L.A., Lesovik V.S., Kara K.A., Malyukova M.V., Suleymanov K.A. Energy-efficient concretes for green construction // Research Journal of Applied Sciences. 2014. Vol. 9, No. 12, pp. 1087-1090.
10. Энергоэффективность в ЖКХ [Электронный ресурс]. URL: <http://energodoma.ru/karta-energoeffektivnykh-domov-rossii/tsentralnyj-fo/> (дата обращения: 22.04.2018).

## АНАЛИЗ НЕИСПРАВНОСТЕЙ СОВРЕМЕННЫХ БЫТОВЫХ ГАЗОВЫХ ОТОПИТЕЛЬНЫХ КОТЛОВ

Суслов Д.Ю., канд. техн. наук., доц.

Гранкин А.Д., магистрант

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В последнее время газовые отопительные котлы набирают свою популярность. Они пользуются большим спросом как среди владельцев частных или загородных домов, так и среди обитателей городских многоэтажных застроек. Этому есть объяснение: газ в нашей стране – самый дешевый вид топлива. А преимущество автономного отопления, перед централизованной системой, подтверждается экономичностью, возможностью регулирования температуры в помещении, а также независимостью от коммунальных служб [1, 2].

Именно поэтому газовые котлы выходят на лидирующую позицию у потребителей. Несмотря на все преимущества, необходимо учитывать, что технические средства могут давать сбои, причины которых могут быть различны - от неправильной эксплуатации оборудования до ошибок в проектировании системы.

Современные котельные агрегаты представляют собой сложную инженерную конструкцию, в которой сжигание газа и подача воды в отопительный контур осуществляется в автоматическом режиме. Довести работу оборудования до идеала старается каждый производитель, поэтому внутренние неисправности новых приборов случаются редко, а остановка котла, зачастую, происходит по внешним факторам, которые можно исправить без привлечения специалистов. Но со временем, даже самый, казалось бы, надёжный и дорогой котёл может дать сбой.

Неисправности газовых котлов можно разделить на две группы. Под первыми, незначительными, подразумеваются поломки, которые не приводят к остановке оборудования, вторые же, более существенные, приводят к его отключению. В случае бездействия, из первых вытекают вторые, устранение которых технически более сложное и затратное. Чтобы не допустить остановку котла, следует на ранних стадиях осуществлять работу, связанную с предотвращением данных проблем. В число таких работ входят мероприятия по техническому обслуживанию, которые осуществляются квалифицированными специалистами сервисных организаций.

Среди основных неполадок, возникающих в работе котлов, выделяют неисправности: электронной платы, датчиков (ГВС, отопления, температуры дымовых газов и т.д.), газового клапана, вентилятора, датчика тяги, циркуляционного насоса, трехходового клапана, а так же загрязнение теплообменника. Рассмотрим статистику поломок газовых отопительных котлов, на примере работы организации ООО "ВИД" на 2017 год в городе Белгород, отображенную на рисунке 1.



Рис. 1. Статистика неисправностей газовых отопительных котлов на примере работы организации ООО «ВИД»

Таким образом, по данным рисунка 1, мы видим, что наиболее частые неисправности в котле возникают из-за выхода из строя датчиков (ГВС, отопления), а наименьший процент неисправностей приходится на устройство принудительной вентиляции.

Исходя из полученных данных, можно сделать вывод о том, что более целесообразно устанавливать котлы с закрытой камерой сгорания, несмотря на то, что их стоимость выше котлов с открытой камерой, они не имеют датчиков температуры дымовых газов, но в них установлен вентилятор, а это обеспечивает более надежную эксплуатацию.

Если в котле происходит сбой, индикатор сигнализирует о неисправности. В котлах с ЖК-дисплеем высвечивается код ошибки, в котлах без ЖК-дисплея мигает светодиод. Каждый светодиод и код ошибки отвечает за определённый перечень неисправностей, которые нужно проверить и устранить. Для диагностики электрических компонентов котла и выявления таких неисправностей используют мультиметр. С его помощью можно установить исправность работы датчиков: контура отопления (NTC), контура ГВС (NTC) погружной, наружной температуры и т.д. Для этого следует измерить сопротивление на зажимах датчика, которое должно соответствовать нормируемым значениям, а в случае несоответствия следует заменить датчик. В таблице 1 приведены сопротивления датчика NTC и соответствующие ему температуры.

*Таблица 1*

**Сопротивление датчика NTC и соответствующие ему температуры**

| <b>Датчик NTC, 10 кОм при 25 °С</b> |        |      |       |
|-------------------------------------|--------|------|-------|
| -20°C                               | 96124Ω | 35°C | 6536Ω |
| -15°C                               | 72334Ω | 40°C | 5332Ω |
| -10°C                               | 54931Ω | 45°C | 4374Ω |
| -5°C                                | 42080Ω | 50°C | 3607Ω |
| 0°C                                 | 32504Ω | 55°C | 2990Ω |
| 5°C                                 | 25307Ω | 60°C | 2491Ω |
| 10°C                                | 19853Ω | 65°C | 2085Ω |
| 15°C                                | 15688Ω | 70°C | 1753Ω |
| 20°C                                | 12483Ω | 75°C | 1481Ω |
| 25°C                                | 10000Ω | 80°C | 1256Ω |
| 30°C                                | 8060Ω  | 85°C | 1070Ω |

Так же с помощью мультиметра можно проверять и другие компоненты котла, такие как газовый клапан (проверка сопротивления на обмотке газового клапана), циркуляционный насос (проверка напряжения на зажимах разъема, наличие питания 230 В), вентилятор (проверка напряжения 220/230 В, потребляемая мощность: 57 Вт (24 кВт) - 75В (28/31 кВт)), а так же главный элемент, предназначенный для

электрического соединения различных электронных компонентов, - плату.

Для устранения неисправностей в газовом клапане, в случае бесконечного сопротивления на обмотке, необходима замена катушки. В случае неисправности вентилятора или циркуляционного насоса необходимо заменить элемент полностью. Что касается платы, ее неисправности устраняются путем замены или перепайки поврежденных элементов.

В заключение хотелось бы сказать, что газовые отопительные котлы всё больше входят в нашу жизнь и обеспечивают комфорт и тепло. Необходим грамотный подход к выбору и эксплуатации оборудования. Нужно своевременно обращать внимание на неисправности и контролировать процесс работы. Для поиска и устранения сбоев необходимо обращаться к высококвалифицированным специалистам и применять специализированное оборудование, таким образом, оборудование будет служить довольно долго и не доставит трудностей владельцу.

#### **Библиографический список**

1. Газоснабжение: учеб. / А.А. Ионин [и др.]; под общ. ред. В.А. Жилы. М.: АСВ, 2011. 472 с.
2. Куцев Л.А., Сулов Д.Ю., Рамазанов Р.С., Швыдка М.А. Интенсификация процесса сжигания природного газа в системах газоснабжения ЖКХ // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2017. №11. С. 95-99.

### **ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ВЕЛОИНФРАСТРУКТУРЫ НА ТЕРРИТОРИИ БЕЛГОРОДСКОЙ ОБЛАСТИ**

**Шарапов О.Н., ст. преп.**

**Полякова В.В., студент**

**Бабухин Д.А., студент**

**Рудакова Д.С., магистрант**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Приоритетность вопроса развития велоинфраструктуры начала возникать в Европе во второй половине XX века. Все это начало формироваться на фоне растущего обострения экологического вопроса,

ростом транспорта в крупных городах, а также в связи с высокими издержками содержания и эксплуатации личных автомобилей. На мировом уровне к XXI веку заметных успехов в данном вопросе достигли такие города как Амстердам, Париж, Токио, Берлин, Торонто и другие. Все это помогло разрядить напряженную обстановку на дорогах в первую очередь в городах Северной Европы.

Можно не согласиться с возможностью развития велоинфраструктуры во всех климатических зонах, так как велосипедное движение считается летним транспортом. Но жители Финляндии доказали, что при суровом климате возможно и даже нужно развивать данный вопрос. Как показал опыт, снежная зима не отбила желание велосипедистов пользоваться привычным транспортом. Так, например, в городе Оуле не менее 22% жителей передвигаются на велосипедах зимой, летом – 80%. Это доказывает целесообразность рассмотрения вопроса на территории Белгородской области.

Развитие и усовершенствование велоинфраструктуры создает оптимальные условия для использования велосипеда в качестве средства отдыха и обеспечивает удобные условия для быта (съездить по делам, на работу, в магазин и т.д.), но и, безусловно, создает благоприятную социальную среду, сокращает расходы на медицину, увеличивает продолжительность жизни и трудоспособность, позиционирует город, как экологически чистую среду обитания.

Рассматривая данный вопрос, следует задуматься над критериями создания данной дорожной сети. Для этого был проведен опрос граждан Белгородской области. Рассматривались такие вопросы как: Нужны ли велодорожки в Белгородской области? Каким требованиям и критериям должны отвечать велодорожки? Рассматривая первый вопрос, была сделана следующая статистика: среди молодежи за велоинфраструктуру – 75%; среди жителей среднего возраста за – 87%; среди людей пожилого возраста за – 73%. Всего было опрошено 1000 человек по всей Белгородской области. И не деля их по возрастному показателю, за велоинфраструктуру ответило 72%. На второй вопрос были даны довольно разнообразные ответы, но так или иначе все можно свести к 3-м основным требованиям (критериям): безопасность, экологичность и удобство.

Безопасность. Данный критерий поможет снизить факторы возникновения аварий и вероятности получения травм. Все это можно достигнуть правильной разработкой инфраструктуры, то есть дорожное покрытие должно быть безопасным, на протяжении всего полотна

должно быть обеспечено освещение, должны быть разработаны дорожные знаки и разметка.

Экологичность. Это обосновывается тем, что велодорожки должны быть расположены максимально удаленно от мест локации большого автотранспорта, вся сеть должна проходить через парковки, набережные, улицы с низким уровнем автомобильной загруженности, не исключение, если будут задействованы дворовые территории.

Удобство. Направление дорожек должно соответствовать транзитным задачам пользователей; соблюдение чистоты на велодорожках; отсутствие резких подъемов и спусков; минимизация сложных перекрестков на маршруте; наличие велопаркингов.

Земляное полотно тротуаров, велосипедных дорожек, автостоянок, проездов следует проектировать в соответствии с требованиями, установленными применительно к земляному полотну улиц и дорог. Указанные сооружения допускается устраивать как на обособленном, самостоятельном земляном полотне, так и на совместном земляном полотне улиц и дорог [6].

Для того, чтобы все эти качества учесть при строительстве велоинфраструктуры, следует соблюдать требования при строительстве велосипедных дорожек.

При проектировании велосипедной дорожки следует предусмотреть то, что их следует расположить на отдельном земельном полотне, у подошвы насыпей, за пределами выемок или на специально устраиваемых берах.

На подходах к искусственным сооружениям дорожки возможно размещать на обочинах с отделением их от проезжей части ограждениями или разделительными полосами.

Велосипедные дорожки в основном используются однополосные, их располагают с наветренной стороны от дороги; реже 2-х полосные, их следует расположить по обеим сторонам автомобильной дороги [4].

В соответствии с требованиями ГОСТ 33150-2014 «Дороги автомобильные общего пользования. Проектирование пешеходных и велосипедных дорожек» велосипедные или велопешеходные дороги должны располагаться за пределами проезжей части дорог в соответствии с интенсивностью движения автомобилей и велосипедов, указанных в таблице 1 [2].

Полосы велодорожек на проезжей части возможно устраивать только на автомобильных дорогах с интенсивностью движения транспорта менее 2000 авт./сут (150 авт./час).

Таблица 1

**Интенсивность автомобильных дорог**

|  |        |     |     |      |      |
|--|--------|-----|-----|------|------|
| Фактическая интенсивность движения автомобилей (суммарная в двух направлениях), авт./ч | До 400 | 600 | 800 | 1000 | 1200 |
| Расчетная интенсивность движения велосипедистов, вел./ч                                | 70     | 50  | 30  | 20   | 15   |

Кроме благоприятных условий следует придерживаться самих требований по конфигурации велосипедных дорог (геометрических форм), которые сведены в таблицу 2.

Таблица 2

**Основные геометрические параметры велодорожек**

| Нормируемый параметр   | Минимальные значения            |                          |
|--|---------------------------------|--------------------------|
|  | при новом строительстве         | в стесненных условиях    |
| 1  | 2                               | 3                        |
| Расчетная скорость движения, км/ч  | 25                              | 15                       |
| Ширина проезжей части для движения, м, не менее:<br>однополосного одностороннего<br>двухполосного одностороннего<br>двухполосного со встречным движением | 1,0-1,5<br>1,75-2,5<br>2,50-3,6 | 0,75-1,0<br>1,50<br>2,00 |
| Ширина велосипедной и пешеходной дорожки с разделением движения дорожной разметкой, м  | 1,5-6,0                         | 1,5-3,25                 |
| Ширина полосы для велосипедов, м   | 1,20                            | 0,90                     |
| Ширина велосипедной дорожки, м   | 1,5-3,0                         | 1,5-2,0                  |
| Ширина обочин велосипедной дорожки, м  | 0,5                             | 0,5                      |
| Наименьший радиус кривых в плане, м:<br>при отсутствии виража<br>при устройстве виража   | 30-50<br>20                     | 15<br>10                 |
| Наименьший радиус вертикальных кривых, м:<br>выпуклых<br>вогнутых  | 500<br>150                      | 400<br>100               |

Окончание таблицы 2

| 1   | 2        | 3     |
|---|----------|-------|
| Наибольший продольный уклон, %<br>в равнинной местности   | 40-60    | 50-70 |
| в горной местности  | -        | 100   |
| Поперечный уклон проезжей части,<br>%   | 15-20    | 20    |
| Уклон виража, % при радиусе:  |          |       |
| 5-10 м  | более 30 | 30    |
| 10-20 м   | более 20 | 20    |
| 20-50 м   | более 15 | 15-20 |
| 50-100 м  | 20       |       |
| Габарит по высоте, м  | 2,50     | 2,25  |
| Минимальное расстояние до<br>бокового препятствия, м  | 0,50     | 0,50  |
| Ширина пешеходной дорожки - 1,5 м, велосипедной - 2,5 м.<br>Ширина пешеходной дорожки - 1,5 м, велосипедной - 1,75 м.<br>При интенсивности движения не более 30 вел./ч и 15 пеш./ч.<br>При интенсивности движения не более 30 вел./ч и 50 пеш./ч. |          |       |

Велосипедную сеть возможно устраивать как для 2-х стороннего движения (при интенсивности до 70 вел./час), так и для одностороннего (интенсивность более 70 вел./ч.) [3].

Согласно требованиям СП 34.13330-2012 «Автомобильные дороги» наименьшее расстояние от края велодорожки до кромки проезжей части дорог или деревьев – 0,75 м; до тротуаров – 0,5 м; до автомобильных стоянок и остановок – 1,5 м [5].

Длину велосипедных дорожек следует определять согласно численности населения города и принимать согласно ГОСТ Р 52766-2007 «Дороги автомобильные общего пользования. Элементы обустройства. Общие требования», сведенные в таблицу 3 [3].

Таблица 3

**Длина велосипедной дорожки**

| Численность населения, тыс.чел. | Св. 500 | 500-250 | 250-100 | 100-50 | 50-25 | 25-10 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|--------|-------|-------|
| Длина велосипедной дорожки, км  | 15      | 15-10   | 10-8    | 8-6    | 6-3   | 3-1   |

Зачастую велосипедные дороги пересекают автомобильные, и для безопасного устройства движения требуется учитывать расстояния, которые представлены в таблице 4. При интенсивности автомобильной дороги более 80 км/ч и велосипедного движения не менее 50 вел/ч устройство пересечения дорог возможно при наличии регулируемых перекрестков.

Таблица 4

**Безопасное расстояние видимости**

| Ширина проезжей части, м | Расстояние видимости приближающегося автомобиля, м, при различных скоростях движения автомобилей, км/ч |     |     |     |
|--------------------------|--|-----|-----|-----|
|                          | 50   | 60  | 70  | 80  |
| 7,0                      | 130  | 150 | 180 | 200 |
| 10,5                     | 170  | 200 | 230 | 270 |
| 14,0                     | 210  | 250 | 290 | 330 |

На велосипедных дорожках, как и на автомобильных, должно быть предусмотрено освещение, которое должно освещать территорию на расстояние не менее 60 м.

На всем протяжении велосипедной трассы дороги должны быть оснащены соответствующими знаками и разметкой, согласно правилам дорожного движения.

Ну и самое главное, покрытие велосипедных дорожек следует устраивать из асфальтобетона, цементобетона и каменных материалов, обработанных вяжущими веществами, а при проектировании велопешеходных дорожек для выделения полос движения для велосипедистов используют цветные покрытия, с использованием противоскользящих добавок в соответствии с требованиями ГОСТ 32753-2014 «Дороги автомобильные общего пользования» [1].

Для более удобного использования данной транспортной сети следует предусмотреть наличие велосипедных парковок, которые могут быть предусмотрены у предприятий общественного питания, мест отдыха, магазинов и общественных центров. На территории всех перечисленных объектов парковки устраиваются на кратковременный период. На длительное хранение парковки следует устраивать на территории гостиниц, мотелей и др. [2].

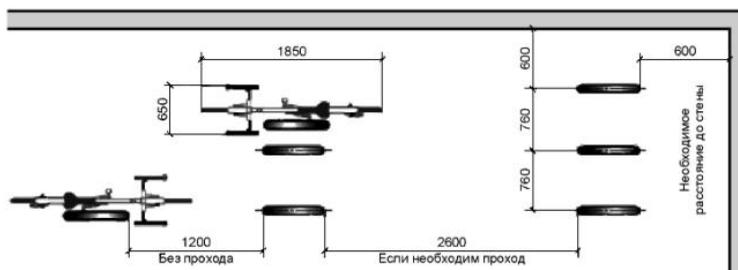


Рис. 1. Минимальные необходимые расстояния для создания велопарковки

Все велопарковки можно разделить на 2 большие группы: открытые, открытые с навесом и закрытые.

Для правильного расположения стоянок и удобного пользования следует соблюдать необходимые расстояния между стойками и другими объектами, согласно рис. 1.

### Библиографический список

1. ГОСТ 32753-2014. Дороги автомобильные общего пользования.
2. ГОСТ 33150-2014. Дороги автомобильные общего пользования. Проектирование пешеходных и велосипедных дорожек. Общие требования.
3. ГОСТ Р 52766-2007. Дороги автомобильные общего пользования. Элементы обустройства. Общие требования.
4. СНиП 2.05.02-85\*. Автомобильные дороги.
5. СП 34.13330-2012. Автомобильные дороги.
6. СП 42.13330-2011. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений.

### **НАПРАВЛЕНИЕ 3. СОВРЕМЕННЫЕ ОРГАНИЗАЦИОННО- ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

#### **ОСОБЕННОСТИ ОРГАНИЗАЦИОННЫХ И ТЕХНИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ СТРОИТЕЛЬСТВА НОВОГО ДОМА НА МЕСТЕ СУЩЕСТВУЮЩЕГО**

**Абакумов Р.Г., канд. экон. наук, доц.  
Тартыгина А.Е., студент**  
*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Строительство нового объекта всегда начинается с технико-экономического обоснования целесообразности его возведения. Прежде, чем приступить к закупке материалов и привлечению рабочих, необходимо изучить все технические и экономические вопросы, связанные со строительством конкретного здания или сооружения [4].

При приобретении участка индивидуального жилищного строительства с готовыми элементами дома перед застройщиком стоит следующая задача – определить, что выгоднее: строительство нового дома с «чистого листа» или снести ненужные части старого объекта и на его основе возвести другой. Например, избавиться от всей надземной части и на существующем фундаменте построить здание по своему проекту. Владельцу участка предстоит выяснить как технические аспекты, связанные, например, с использованием имеющегося фундамента в полной мере для строительства по своему проекту, так и юридические, охватывающие получение разрешения на снос, комплект нужных документов, согласование с Бюро технической инвентаризации возведения нового здания.

Во-первых, если на участке уже имеется фундамент, то прежде, чем начинать строительство нового дома, нужно исследовать состояние имеющегося фундамента, т.к. фундамент, находящийся долгое время в незащищенном состоянии, мог потерять свои прочностные характеристики и несущую способность. Также устанавливается проверка его соответствия выдерживаемым нагрузкам, параметрам запланированного строения, уточняются его габариты. Для экспертизы

приглашают специалистов, обладающих специальными знаниями в области оснований и фундаментов. Даже если проектная документация отсутствует, экспертиза помогает установить возможность дальнейшего строительства.

Экспертами устанавливается глубина заложения подошвы фундамента, ее размеры, оцениваются прочностные характеристики конструкций. Проверка производится с применением измерительных инструментов и профессионального оборудования неразрушающими методами и отбором проб для изучения в лабораторных условиях. По окончании экспертизы выдается заключение, которое содержит выводы о возможности или невозможности использования фундамента, а также рекомендации по его усилению и ремонту.

К неразрушающим методам оценки состояния фундамента относят: акустический; радиометрический; магнитометрический и др. [3].

С помощью неразрушающих методов можно осуществить не только наиболее точные измерения прочности материала фундаментов, но и обнаружить скрытые дефекты, не допуская снижения несущей способности конструкций.

Акустический метод основан на возбуждении и регистрации условий распространения упругих механический колебаний в изучаемом объекте. При акустическом методе применяют такие ультразвуковые приборы, как УКБ-1, ДУК-20, УК-10П и другие.

Радиометрический метод представляет собой изучение интенсивности прохождения гамма-лучей в материале и сопоставление с такой же интенсивностью в эталонных образцах. Его осуществляют с применением портативного переносного гамма-плотномера СГП.

Магнитометрический метод позволяет определить расположение арматуры и толщину защитного слоя в железобетонных фундаментах. Он основан на возникновении магнитной анизотропии под действием приложенных напряжений с применением таких приборов, как ИТП-1 и ИПА.

Кроме неразрушающих методов, применяют методы с использованием приборов механического воздействия, к которым относят: шариковый молоток Физделя; пистолет ЦНИИСКА; молоток Кашкарова и др.

В отличие от методов неразрушающего контроля, данные инструменты позволяют оценить состояние только поверхностного слоя бетонных и железобетонных фундаментов. Их отличает меньшая точность, т.к. оценивается прочность поверхности фундамента, которая

может только приближенно охарактеризовать прочность всей конструкции.

В том случае, если было принято решение об использовании имеющегося фундамента, стоит подумать о его дополнительном усилении. Усиление фундамента позволяет избежать его полной замены (рис. 1) [3].

Для укрепления фундамента старого дома применяются следующие способы:

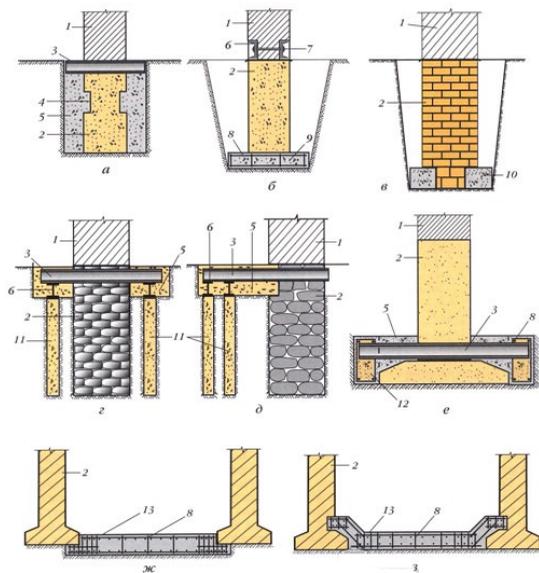


Рис. 1. Схема усиления фундамента

Усиление фундаментов: а - простое уширение; б - углубление и уширение; в - уширение железобетонными балками; г, д - перенос нагрузки от веса стены на сваи, выполненные с двух сторон; е - перенос нагрузки на железобетонные приливы; ж, з - переустройство ленточного фундамента в плитный. 1 - стена; 2 - фундамент; 3 - поперечная разгружающая балка; 4 - выборка паза под шпоночное зацепление; 5 - монолитный бетон; 6 - продольная балка; 7 - болт; 8 - каркас; 9 - монолитная подушка; 10 - усиливающие железобетонные балки; 11 - сваи; 12 - монолитные железобетонные балки; 13 - усиливающая железобетонная плита

1. Использование микросвай или буроинъекционных свай с диаметром 150-300 мм. Эффективен данный способ тем, что происходит одновременное бурение и инъектирование раствора в скважины;

2. Применение дополнительных буронабивных свай по всему периметру фундамента;

3. При необходимости передачи нагрузки на глубоко залегающие твердые грунты используют вдавливаемые сваи;

4. При высоком залегании грунтовых вод применяют выносные сваи;

5. Уширение подошвы основания;

6. Заполнение раствором цемента небольших трещин и полостей между кирпичами и бутовыми камнями;

7. Для кирпичных ленточных фундаментов, у которых сохранилась несущая способность, существующую кладку заменяют на новую;

8. Укрепление подколенной части фундамента железобетонной рубашкой – на подготовленную поверхность укладывают арматурную сетку с последующим заливкой бетона [3].

Зачастую дома, построенные несколько десятков лет назад, имеют ветхие фундаменты, но качественный монолитный железобетонный фундамент в ряде случаев не нуждается в реконструкции и усилении и является пригодным для возведения нового строения. Поэтому застройщику правильнее пригласить эксперта, чтобы выяснить для себя, как выгоднее поступить.

Во-вторых, если принимается решение о демонтаже и сносе старого дома и возведении на его месте нового, необходимо решить все вопросы, связанные с документацией на землю. Зачастую дома, построенные до 90-х годов прошлого века имеют проблемы с регистрацией, вводом в эксплуатацию, могут отсутствовать документы, устанавливающие право на земельный участок и объект строительства.

Для получения разрешения на снос здания следует обратиться в отдел архитектуры и градостроительства местной администрации с предоставлением следующих документов: правоустанавливающие документы на участок и объект, подлежащий сносу; протокол комиссии о ветхом состоянии дома (при необходимости); проект организации сноса [2].

В тех случаях, когда площадь здания не превышает 60 квадратных метров, а его высота меньше 5 метров, письменное согласие органа местной администрации не требуется. После сноса строения следует зарегистрировать факт ликвидации объекта с обращением в Бюро технической инвентаризации (БТИ) и аннулировать право собственности на него в Росреестре, т.е. произвести снятие с кадастрового учета старого дома.

Для получения разрешения на строительство нового частного дома застройщик направляет заявление в уполномоченный на выдачу разрешений на строительство орган с приложением следующих документов: правоустанавливающие документы на земельный участок; градостроительный план земельного участка, который выдан не ранее чем за три года до дня предоставления заявления на получение разрешения на строительство; схема планировочной организации участка с указанием места расположения объекта индивидуального жилищного строительства; описание внешнего облика объекта в случаях, если планируется строительство в границах территории исторического поселения, имеющего федеральное или региональное значение [2].

Разрешение на возведение частного дома выдается сроком на десять лет. В течение данного срока застройщику необходимо возвести дом и ввести его в эксплуатацию.

Таким образом, застройщику перед возведением нового здания на месте старого предстоит изучить ряд вопросов, которые должны быть проанализированы комплексно. Выгода от использования существующего фундамента должна быть просчитана на длительный срок, т.к. увеличение нагрузок на фундамент приводит к потере несущей способности, что влечет за собой разрушение всего объекта строительства в целом. Снос построек и новое строительство необходимо осуществлять в соответствии с законодательными актами, дабы избежать впоследствии сноса дома, инициированного местной администрацией.

### **Библиографический список**

1. Авилова И.П., Жариков И.С., Шарапова А.В., Желевский А.В. Комплексная модель технико-экономического обоснования инвестиционно-строительного проекта// Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2016. № 5. С. 174-178.

2. Виноградова Д.И., Шарапова А.В. Методика построения математической модели факторного пространства организационно-технологических рисков в инвестиционно-строительных проектах// Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2017. № 8. С. 180-185.

3. Наумов А.Е., Маликова Е.В. Методические рекомендации по экономическому воспроизводству жилого фонда на основе реконструкции домов первого периода индустриального домостроения

// Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2016. № 5. С. 179-183.

4. Рахматуллин А.Р. Аспекты объемно-планировочных и конструктивных решений производственных зданий, определяющие эффективность их ревитализации в городе Белгороде // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В. Г. Шухова. 2015. № 5. С. 58-62.

## **ОСОБЕННОСТИ ВОЗВЕДЕНИЯ СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ДЕРЕВЯННОМ ДОМОСТРОЕНИИ**

**Дьяченко В.Ю., ст. преп.**

*Харьковский национальный технический университет  
сельского хозяйства им. Петра Василенко, г. Харьков, Украина*

**Овсянников С.И., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В настоящее время, многими исследователями делается попытка анализа наиболее оптимального фундамента, который применялся бы при строительстве деревянных домов из оцилиндрованного бревна и клееного бруса. Данная оптимальность должна учитывать технологический аспект, экономические затраты, а также сложность изготовления фундамента. Деревянный дом, изготовленный из бруса или SIP-панелей, по сравнению с домом из кирпича и бетона относительно легкий, поэтому механическую нагрузку, которую он передает на фундамент и грунт относительно невелико. Это позволяет проектировать недорогие фундаменты с ростверком, отвечающие современным требованиям строительства и дизайна.

В сфере проектирования и строительства многоквартирные дома с несущими стенами каркасно-обшивной конструкции (с деревянным каркасом) быстро строятся и в настоящее время являются коммерчески привлекательными для значительного количества малых и средних домостроительных предприятий, большинство из которых выполняет полный комплекс соответствующих работ. Как правило, это отдельно стоящие или пристроенные здания высотой 2-3 этажа без подвала или с отапливаемым подвалом. Такие дома широко применяются в индивидуальном жилищном строительстве в Канаде, США, Великобритании и получают распространение в других странах с

подобными климатическими условиями (в частности – в Украине). Соответственно, возникает потребность в научно-техническом обеспечении данной области строительства.

Опираясь на данные, которые были приведены при исследовании одноэтажных каркасных домов с использованием столбчатыми фундаментами, авторами делается предположение, что при значительном промерзании почвы целесообразнее использовать столбчато-ленточный фундамент с увеличением ширины в нижней части. При этом перспективными являются высокопористые (воздушные поры достигают 60-80%) пенобетонные материалы.

Поэтому необходимо провести обобщение составляющих системного анализа – различных типов фундаментов (столбчатых и ленточных), которые чаще всего используют при проектировании зданий из древесины.

Одной из особенностей домов из древесины является тот неоспоримый факт, что при строительстве допускаются достаточно большие сдвиги фундамента, которые не вредят зданию. Древесина обладает способностью изгибаться и значительно деформироваться в большем диапазоне, чем хрупкий кирпич и бетон. Применяются такие фундаменты на пучинистых грунтах со значительной глубиной промерзания. А также на неровной местности при строительстве домов, в которых не предусмотрен подвал.

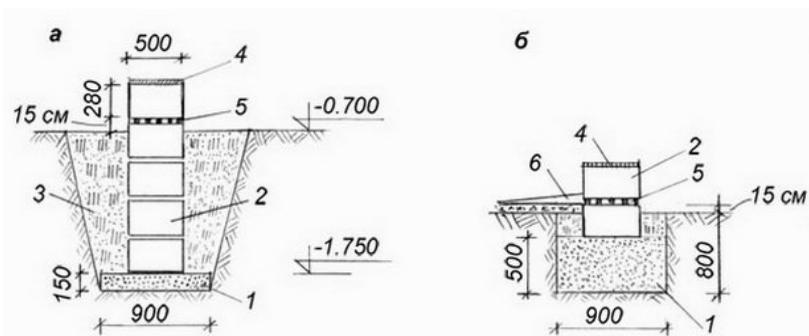


Рис. 1. Схема устройства сборного столбчатого фундамента:  
*a* – нормально заглубленный фундамент; *б* – мало заглубленный фундамент;  
1 - песчаная подушка; 2 - бетонный блок; 3 - грунт обратной засыпки; 4 -  
цементная гидроизоляция; 5 - бетонная отмостка

Использование такого фундамента позволяет установить дом на надежном грунте и при этом снизить расход бетона и бетонно-цементных смесей. Столбы, в данном случае, устанавливаются в ключевых точках [5, 6].

Технология строительства подобных фундаментов, прежде всего, предусматривает:

- определение места установки столбов. Расстояние между ними зависит от длины здания, но она не должна быть меньше 1,5-2 м. Обязательной является установка столбов на углах здания, а также в месте примыкания и пересечения стен;

- углубление столбов в грунт на глубину 50-70 см. Песчаная подушка под каждый столб - это обязательное условие при устройстве любого вида опор. Если изготовление столба происходит на месте установки, нужно изготовить опалубку и использовать арматуру;

- обустройство деревянного или металлического ростверка столбов. Благодаря этому нагрузка от веса здания будет равномерно перераспределяться между опорами.

Более современным способом установки столбов можем назвать использование технологии ТИСЭ. Она предусматривает расширение опоры столба вниз. Такая конструкция намного прочнее и может быть установлена на любом типе грунта (исключая плавунки). А легкий монтаж позволяет ускорить работы и обойтись без привлечения сложной строительной техники [3].

Вычислим общую нагрузку, которая действует на почву от подошвы столбчатого фундамента в сечении А-А. Она будет равна уже подсчитанной нагрузке, действующей на 1 м длины ленточных фундаментов (без учета веса фундамента):  $54150 - 10350 = 43800$  Н. Далее необходимо умножить нагрузки на расстояние между столбами:  $43800 \cdot 2 = 87600$  и добавить вес одного столба. Объем столбчатого фундамента приведенной конструкции примерно  $0,25 \text{ м}^3$ . Таким образом, вес фундамента в соответствии с плотностью для железобетона равен  $0,25 \cdot 25000 = 6250$  Н. Результат расчета нагрузки фундамента на грунт:  $87600 + 6250 = 93850$  Н на один столб. При этом опорная поверхность одного столба  $80 \cdot 80 = 6400 \text{ см}^2$ . Если учесть несущую способность грунта  $15 \text{ Н / см}^2$ , то предельные нагрузки фундамента на грунт будут:  $6400 \cdot 15 = 96000$  Н, что больше расчетных нагрузок ( $93850$  Н). Такой столбчатый фундамент будет надежным для приведенного в примере дома. Необходимо отметить, что в общем случае для столбчатого фундамента:

– расход бетона будет примерно в 3-4 раза меньше;

– объем земляных работ примерно в два раза меньше.

Деревянные дома на свайном фундаменте возводятся на почвах неустойчивого типа и при неровном рельефе местности. Еще одной предпосылкой является высокий или постоянно меняющийся уровень залегания грунтовых вод. Кроме того, свайный фундамент – это отличный способ удешевить строительство дома и повысить его ремонтпригодность.

Технология заливки свайного типа фундамента подобна технологии столбчатого. Разница в том, что в этом случае опоры не вкапываются в землю, а забуриваются. Поскольку свая имеет бур на конце, который позволяет пробурить почву на глубину ниже уровня промерзания. Это упрощает работу и сокращает сложность и стоимость монтажа. Далее свая заливается бетоном.

Плитный или так называемый плавающий фундамент для деревянного дома применяется там, где присутствуют сложные грунты с близким залеганием грунтовых вод. Подвижность таких почв нивелируется изготовлением монолитной армированной бетонной плиты, равной площади дома. Существенное преимущество плиты в том, что она подвижна, а значит, дом не деформируется от движения грунта под ним.

Заливка плитного фундамента – достаточно затратное и хлопотное мероприятие, состоящее из следующих этапов:

- рытье котлована. Учитывая его размеры, зачастую необходимо привлечь строительную технику;

- обустройство песчано-цементной подушки;

- закладка арматуры;

- заливка бетоном.

Особая сложность в строительстве такого фундамента – это обеспечение равномерного высыхания бетона по всей поверхности плиты.

Какой бетон нужен для фундамента деревянного дома.

Нормативная документация:

- ГОСТ Б В.2.7-44-96 «Цемент».

- ДСТУ Б В.2.7-46: 2010 «Цемент общестроительного назначения».

- ГОСТ В.2.7-65-97 «Добавки для бетонов и строительных растворов».

- ГОСТ В.2.7-69-98 «Добавки для бетонов. Методы определения».

Если коротко, то при выборе цемента для бетона нужно учесть особенности почвы, предполагаемой нагрузки, вид фундамента, высоту залегания грунтовых вод.

При строительстве деревянного загородного дома или дачи особое внимание нужно уделить гидроизоляции фундамента. Чтобы предотвратить растрескивание фундамента, после заливки его обрабатывают различными составами (например, Пенетроном) или пленками на основе битума. Гидроизоляция позволяет защитить фундамент от воды (грунтовой, талой, дождевой).

**Выводы:** в деревянном домостроении столбчатые фундаменты являются наиболее оптимальными с точки зрения конструкции, трудозатрат и по соотношению «цена-качество». Возможность их использования на сложных почвах с умеренными тектоническими сдвигами делают столбчатые фундаменты незаменимыми в строительстве сооружений из древесины и расширяют сегмент их использования в строительстве.

### **Библиографический список**

1. Самойлов В.С. Строительство деревянного дома. М.: Аделант, 2010. 384 с.
2. Строительство деревянного дома - от фундамента до крыши. М.: Эксмо, 2011. 224 с.
3. П. Юрмалайнен. Строим сами деревянный дом. М.: Стройиздат, 1992. 282 с.
4. Петер Нойферт, Людвиг Нефф. Проектирование и строительство. Пер. с немецкого: Третье издание переработанное и дополненное. М.: Архитектура, 2010. 264 с.
5. Система нормативных документов в строительстве. Свод правил по проектированию и строительству. Проектирование и строительство энергоэффективных одноквартирных жилых домов с деревянным каркасом. СП 31-105-2002. М., 2002. 92 с.
6. Canadian Wood-Frame House Construction. Canada: Canada Mortgage and Housing Corporation, 2014. 378 p.
7. Permanent Wood Foundations. Canada: Canadian Wood Council, 2015. 6 p.

## ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ СИП-ПАНЕЛЕЙ В КАРКАСНОМ ДОМОСТРОЕНИИ

**Дьяченко В. Ю. ст. преп.**

*Харьковский национальный технический университет сельского хозяйства им. Петра Василенко, г. Харьков, Украина*

**Овсянников С.И., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Деревянное домостроение – это вид строительства, основанный на использовании материалов из дерева. Изделия и конструкции из дерева надёжны, долговечны и доступны в обработке, а самое главное – экологичны. Самое значительное преимущество деревянного домостроения – скорость строительства. Максимальную выгоду из скорости строительства деревянного домостроения можно извлечь, используя крупнопанельные элементы заводского производства. Быстрая готовность объекта несет существенную экономию как вложений, так и расходов на оборудование и работников. В Украине и в мире деревянное домостроение значительно возросло за это десятилетие [1], в особенности быстро набирающим темп трендом стало каркасное домостроение, являющееся одной из самых гибких систем деревянного строительства. Оно даёт большие возможности для создания разнообразных архитектурно-планировочных решений в различных климатических зонах [2] высокого эксплуатационного качества и ремонтпригодности.

Камышовые маты (камышит) на сегодня являются одним из самых необычных и доступных декоративных материалов для внешней и внутренней отделки строений. Камышовые маты очень удобны в использовании, обладают необычайными возможностями и придают любому жилищу оригинальный, неповторимый вид. Декоративные камышовые плиты изготавливаются специально для внутренней отделки стен летних кафе, пляжных зонтиков и навесов как быстрый, недорогой и красивый декор. Камышит также используется как теплоизоляционный материал потолков и крыш, фундаментов и полов, стен подвальных помещений, а также для защиты бетонных конструкций после заливки в зимнее время

Плиты из камыша очень долговечный строительный материал, позволяющий быстро и качественно покрыть крышу любой формы и размера или произвести утепление. Камыш использовался еще нашими

предками, которые уже тогда раскрыли его необычные свойства. Крыши, покрытые камышом, служат порядка 30-50 лет и даже если они были повреждены, то заменить поврежденный участок можно в течение нескольких часов.

Сегодня на рынке строительных услуг множество фирм предлагает потребителю каркасные дома, сделанные по различным технологиям (канадская, финская). Такие дома, как правило, несколько дешевле других типов домов. Они получаются очень теплыми и экологичными. Сэндвич-панель – строительная конструкция, имеющая трёхслойную структуру, состоящую из двух листов жёсткого материала (металл, ПВХ, ДВП, магнезитовая плита) и слоя утеплителя между ними. Все детали сэндвич-панелей склеиваются между собой с помощью горячего или холодного прессования. В зависимости от назначения выделяются кровельные и стеновые панели. В качестве утеплителя в сэндвич-панелях зачастую используют минеральную вату, пенополиуретан, пенополистирол, стекловолокно, и новый материал – пенополиизоцианурат.

**Пенополистирол (ПСБ)** – это долговечный, экологичный, водонепроницаемый и хороший тепло- и звукоизолирующий материал. Для пенополистирола характерны низкое термическое расширение, стабильность структуры при любых температурах, благодаря чему применение ПСБ в строительстве возможно в условиях как низких, так и высоких температур. Пенополистирол максимально устойчив к воздействию различных веществ. Благодаря своей невысокой жесткости, пенополистирол обладает высоким уровнем звукоизоляции от ударных шумов. Небиологическое происхождения ПСБ исключает появление в этом материале грибков и микроорганизмов. Срок службы пенополистирола, даже при неблагоприятных воздействиях, составляет не менее 100 лет. Фактором, который можно отнести к объективным недостаткам ПСБ, долгое время была его горючесть. Однако в настоящее время выпускаются и самозатухающие марки этого наполнителя.

**Пенополиуретан (Polyurethan, сокр. PU, ППУ)** имеет наиболее низкий коэффициент теплопроводности ( $\lambda = 0,025 \text{ Вт/м}\cdot\text{°C}$ ) среди теплоизоляционных материалов, а также обладает высокими гидроизолирующими свойствами (до 99% закрытых пор). Фактически, это самый «теплый» изоляционный материал. Слой пенополиуретана толщиной всего 3,9 см соответствует примерно 100 см кирпичной кладки. Он химически нейтрален к кислотным и щелочным средам, его разрушают пары химических веществ. ППУ стоек к агрессивным

средам. Конструкции из ППУ не теряют своих теплоизоляционных и прочностных свойств в процессе эксплуатации при температурах от  $-55\text{ }^{\circ}\text{C}$  до  $+110\text{ }^{\circ}\text{C}$ . В силу небольшой плотности, сэндвич-панели на основе ППУ гораздо тоньше и легче, чем, например, панели с наполнителем в виде минеральной ваты. Это значительно облегчает транспортировку и установку таких панелей. ППУ используется в качестве наполнителя в большинстве выпускаемых в мире сэндвич-панелей.

Однако у этого наполнителя есть недостатки – горючесть. В настоящее время, ППУ-панели также как и панели с наполнителем из ППС выпускаются с добавками, которые увеличивают предел огнестойкости.

**Стекловолокно** имеет в своей основе кремниевую составляющую. Упругие свойства волокон и структура изделий обеспечивают виброустойчивость и хорошие звукопоглощающие свойства. Именно поэтому сэндвич-панели, утепленные стекловолокном, широко используются в звукоизолирующих и звукопоглощающих конструкциях. Стекловолокно имеет достаточно высокие теплоизолирующие свойства, как и минеральная вата, является негорючим материалом, поскольку в его производстве используются огнеупорные составляющие. Стекловолокно обладает высокой химической стойкостью, благодаря структуре сырья предотвращается появление вредителей и плесени в строительных конструкциях. Главный недостаток стекловолокна – низкая влагостойкость. Но при этом, сами волокна негигроскопичны, то есть не впитывают влагу, и способны быстро отдавать ее. Поэтому при использовании стекловолокна следует предусматривать зазор для вентиляции, чтобы влага могла испаряться из конструкции.

**Минеральная вата** – волокнистый материал, получаемый из расплавов базальтовых горных пород. Плиты минеральной ваты укладывают между стенками панелей таким образом, чтобы расположение волокон было вертикальным. Это обеспечивает высокие теплоизоляционные свойства панелей и придает им дополнительную жесткость. Основным преимуществом минеральной ваты является ее негорючесть. По требованиям пожарной безопасности, минеральная вата относится к числу негорючих материалов. Кроме того, минераловатные изделия эффективно препятствуют распространению пламени и под воздействием открытого огня не выделяют токсичных веществ. Минеральная вата – хороший теплоизоляционный материал. Теплоизоляционные свойства минеральной ваты обусловлены наличием

в ней большого количества воздушных пор и каналов (до 95% от общего объема ваты), в которых теплопроводность воздуха в неподвижном состоянии очень мала.

**Пенополиизоцианурат** – сравнительно новый материал, который используется в качестве утеплителя в процессе изготовления сэндвич-панелей. Фактически, пенополиизоцианурат (PIR) – модифицированный пенополиуретан. PIR получается в результате реакции полилола и изоцианурата при соотношении 1 к 2. PIR, благодаря своей химической «преemptственности», сохраняет все положительные свойства полиуретана. Он имеет низкую теплопроводность, малую плотность, у материала хороший предел прочности, паро- и влагонепроницаемость, долговечность. К собственным качествам пенополиизоцианурата можно отнести повышенную огнестойкость. Он не поддерживает горения, а также самостоятельно затухает при отсутствии источника пламени. Если сравнить PIR с пенополиуретаном, то он более устойчив к воздействию вредных веществ и солнечного излучения. PIR имеет коэффициент теплопроводности 0,021 Вт/м·°С, что выгодно отличает его от таких традиционных утеплителей, как минеральная вата или пенополистирол.

#### **Вывод.**

Сэндвич-панели с использованием пенополиизоцианурата имеют наименьший коэффициент теплопроводности, высокую огнестойкость, высокую механическую прочность, экологическую безопасность, низкую водопоглощаемость. PIR незаменим для строительства сооружений, предназначенных для хранения химически активных или вредных веществ, морозильных камер, хранилищ жидкого газа и других подобных объектов. Сегодня плиты, предназначенные для гидро- и теплоизоляции, произведенные на основе пенополиизоцианурата и пенополиуретана, занимают примерно 95% всего рынка этих материалов. Изготовление сэндвич-панелей актуально для применения при строительстве не только перечисленных выше объектов, но и при возведении спортивных сооружений и бассейнов, складских комплексов, объектов коммерческой недвижимости.

#### **Преимущества домов из сэндвич-панелей:**

- Очень быстро возводится.
- Можно строить в любое время года.
- Отличная теплоизоляция.
- Не усаживаются и не деформируются.

- Материал сэндвич-панелей обладает прекрасной звукоизоляцией.

- Стены строго вертикальные и ровные.
- Можно сэкономить на отоплении.
- Не нужен усиленный фундамент.
- Прочные. Выдерживают ураганы.
- Сэндвич-панели легко транспортировать и собирать как конструктор.

- Дешевые. На дом из сэндвич – панелей цена самая низкая – и это самый существенный плюс данной технологии.

#### **Недостатки:**

- Недолговечность. Срок службы сэндвич-панелей не отличается такой долговечностью как у дерева, кирпича или бетона.

- Прочность такого дома весьма относительна.

- Вследствие неправильной эксплуатации и отсутствия должной вентиляции в панелях может образовываться плесень, грибок.

#### **Библиографический список**

1. Овсянников С.И. Деревянное домостроение за рубежом и в России // Наука и инновации в строительстве (к 45-летию кафедры строительства и городского хозяйства): сборник докладов международной научно-практической конференции: в 2 т, Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. 2017. С. 309-315.

2. Овсянников С.И., Родионов А.С. Обоснование эффективных строений для Крайнего Севера // Вестник науки и образования Северо-Запада России. 2017. Т. 3. № 1. С. 107-114.

3. Самойлов В.С. Строительство деревянного дома. М.: Аделант, 2010. 384 с.

4. Строительство деревянного дома - от фундамента до крыши. М.: Эксмо, 2011. 224 с.

5. Система нормативных документов в строительстве. Свод правил по проектированию и строительству. Проектирование и строительство энергоэффективных одноквартирных жилых домов с деревянным каркасом. СП 31-105-2002. М., 2002. 92 с.

6. Canadian Wood-Frame House Construction. Canada: Canada Mortgage and Housing Corporation, 2014. 378 p.

## **ИННОВАЦИОННЫЕ ПОДХОДЫ К СОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ ПРОЦЕССА ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА**

**Козлюк А.Г., канд. экон. наук, проф.  
Сигида К. А., магистрант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В нынешних условиях ограниченности финансовых ресурсов предприятий и ужесточения их конкуренции предприятиям строительной отрасли для обеспечения запланированного уровня своей рентабельности необходимо исполнять строительные работы по сооружению или реконструкции объектов качественно и в заданные сроки. Компетентность, качество и соблюдение сроков строительства считаются основными характеристиками деловой репутации хозяйствующих субъектов данной отрасли, ухудшение хотя бы одного из этих показателей влечет за собой финансовые потери для всех участников строительного процесса. Развитие строительной отрасли требует решения таких проблем, как снижение себестоимости продукции, повышение ее качества, замена устаревших технологий и оборудования, снижение энергоемкости, регулярное соблюдение сроков поставок товарно-материальных ценностей, комплектация квалифицированного персонала.

Организация строительной деятельности по своему содержанию является весьма разносторонней и многоаспектной. Решаемые менеджерами задачи в процессе организации строительного производства, как правило, относятся сразу к нескольким областям деятельности: инженерной, управленческой, информационной и экономической. Поэтому разработка инновационных подходов к данному процессу является одной из самых актуальных задач в строительной отрасли. Создание таких подходов можно охарактеризовать как междисциплинарную задачу, в которой неразрывно взаимосвязаны элементы знаний, опыт их применения, а также практические умения из разных областей строительной деятельности. Примером такого подхода может стать применение философии «рентабельного производства» на всех этапах производственного цикла. Данная идея обращена на обеспечение надежности и устойчивости системы строительства объектов, в ее

рамках решается задача оптимизации перемещений потоков таким образом, чтобы исключить действия, доставляющие потери.

В этой связи рассмотрим основных участников строительного инвестированного процесса, от которых в полной мере зависит философия «рентабельного производства».



Рис. 1. Существующая схема связей участников строительного инвестиционного процесса

При внедрении «рентабельного строительства» следует (см. рис.1) учитывать особенности организации строительного производства, для которого характерен выпуск только одного продукта. Строительная продукция стабильна, а рабочие участки движутся, сменяя друг друга по мере выполнения отдельных видов или этапов работ; при длительном сроке выпуска продукции те или иные детали реализации проекта могут изменяться, а его характеристики – уточняться (изменяться) в процессе реализации проекта. Четко определить прогрессию задач тоже проблематично, из чего следует частичное распределение ресурсов и требование общих профессиональных компетенций для множества позиций.

Стратегия совершенствования направлена на быстрое обучение на этапе планирования и в процессе строительного-монтажных работ. Кроме того, в современном строительном производстве происходит нивелирование специфики за счет стандартизации, модульной координации при возрастании роли подрядчиков; количество взаимосвязей между организациями-участниками строительного процесса сокращается при переходе к долгосрочным объединениям, за счет привлечения специализированных и многофункциональных бригад минимизируется сложность производства. «Рентабельное

производство» можно охарактеризовать как прорывной подход к менеджменту и управлению качеством продукции, обеспечивающий долговременную конкурентоспособность без существенных капиталовложений [5, 6]. В основе его концепции лежит оптимизация всех производственных процессов путем их ранжирования по основному признаку – выделение процессов, добавляющих ценности конечной продукции, и выявление процессов, не приносящих добавленной ценности готовой продукции или снижающих ее. Определяют до семи основных видов потерь, возникающих в результате этих процессов и снижающих ценность продукции:

1. Потери, ведущие к перепроизводству.
2. Потери, созданные в результате простоя или ожидания.
3. Потери, возникающие в результате избыточной транспортировки материалов.
4. Потери, вызванные излишней обработкой.
5. Потери, возникающие в результате избытка запасов.
6. Потери времени, созданные ненужными передвижениями рабочих при выполнении технологического процесса.
7. Потери, проявившиеся в результате возникновения дефектов и необходимости их исправления [1].

Выделяют также восьмую группу потерь, обусловленных игнорированием человеческого фактора. В качестве самых простых примеров можно привести такие явления, как: выполнение действий, без которых вполне можно обойтись; перемещение людей и грузов из одного места в другое без какой-либо цели; задержка выполнения определенной стадии процесса из-за того, что запаздывает завершение работ на предыдущей стадии; наконец, завершение строительства объекта, который не отвечает требованиям контроля качества строительства. То есть к восьмой группе относятся такие потери, которые вызваны сложностями современного администрирования не только на предприятиях строительной отрасли, но и в органах государственного регулирования [4]. Можно с уверенностью сказать, что в практике возведения зданий и сооружений имеют место все вышеперечисленные виды потерь. Суть подхода «рентабельного производства» состоит в том, что нужно своевременно определять и исключать все действия, создающие потери на предприятиях строительной отрасли.

## Структурная классификация потоков

| Вид потока         | Организационная структура   | Продукция  |
|--------------------|---|--|
| Комплексный        |  | Законченные комплексы зданий (жильной массив)  |
| Объектный          |  | Законченный объект (здание или сооружение)   |
| Специализированный |  | Законченные виды работ (конструктивные элементы)   |
| Частный            |  | Законченные элементы работ (установка опалубки, арматуры, бетонирование, уход, распалубка) |

Отметим, что основной задачей проектирования потоков является сокращение положительности строительства, которое обеспечивало бы наиболее производительное и «рентабельное» использование рабочих и механизмов за счет насыщения фронта работ максимальным количеством ресурсов. Представим структурную классификацию потоков (см. табл. 1).

Данный вопрос уже рассматривали ответственные ученые. Наиболее значимым результатом в этой области стали разработки Пакидова О.И., который с группой соавторов спроектировал схему управления строительным процессом на основе двух составляющих: «поточного проектирования» и «поточного строительства». Авторы разработали организационную схему инвестиционно-строительного проекта от возникновения идеи создания объекта до ввода его в эксплуатацию, позволяющую с применением современных технологий в кратчайшие сроки реализовывать проекты при заданном уровне качества. Разработка направлена на совершенствование взаимодействия субъектов инвестиционно-строительного процесса [3]. Деятельность по возведению здания (сооружения) разбита на отдельные организационно-технологические циклы, которые, в свою очередь, состоят из отдельных технологических операций, которые могут выполняться последовательно, параллельно или с частичным совмещением во времени – поточным методом. Для внедрения такой системы менеджмента сначала следует составить карту потока создания ценности в соответствии с траекторией перемещения материалов, рабочих и оборудования в ходе процесса. В области строительства составление такой карты является обязательным и находит свое отражение в календарном плане-графике производства работ, кроме этого, на каждый отдельный производственный процесс составляется технологическая карта.

Календарный план производства работ – это графическое изображение системы комплексов (табл. 2) строительных процессов. Эта система многовариантна и управляема; ее планирование и оптимизация выполняются на основе технико-экономической оценки возможных вариантов и их соотнесения. Следует лишь подчеркнуть, что в каждом рассматриваемом варианте должны быть соблюдены все требуемые параметры технологических процессов и комплексов процессов, а также их строгая последовательность. Нарушение сроков выполнения работ как на отдельном производственном цикле, так и при завершении всего объема работ встречается регулярно. [7, 8].

Таблица 2

**Календарный план производства работ на объекте**

| Работа | Объем работ          |            | Загрязняемость<br>чел.-день | Требуемые<br>машинны |                     | Продолжительнос<br>ть работы, дней | Число смен | Численность<br>рабочих в смену | Состав бригады | График работы<br>(дни, месяцы) |
|--------|----------------------|------------|-----------------------------|----------------------|---------------------|------------------------------------|------------|--------------------------------|----------------|--------------------------------|
|        | Единица<br>измерения | Количество |                             | Наименован<br>ие     | Число маш.<br>-смен |                                    |            |                                |                |                                |
| 1      | 2                    | 3          | 4                           | 5                    | 6                   | 7                                  | 8          | 9                              | 10             | 11                             |
|        |                      |            |                             |                      |                     |                                    |            |                                |                |                                |

В результате введения методов системы «рентабельного производства» возникают огромные резервы, которые можно использовать, устраняя вовремя возникающие потери и свертывая этапы, не добавляющие ценности. На практике конечной целью применения данной системы является организация потока единичных изделий применительно ко всем видам работ, будь то проектирование, прием заказов или само производство. Такой поток обеспечивает последовательное изготовление изделий со скоростью, соответствующей запросам потребителя (применение одного из основополагающих принципов рассматриваемой концепции – «точно вовремя», justintime, JIT). На одном объекте строительства, возводимом в одну очередь, строительные процессы разных или одного организационно-технологических циклов часто совмещаются во времени. Возводимое здание (сооружение) делится на захватки, выделяемые на заданный промежуток времени для выполнения определенного вида строительных процессов. Выполняемые процессы смещаются по захваткам. При этом должна обеспечиваться

непрерывность работ, равномерная загруженность рабочих различных профессий, строительных машин и оборудования [2].

Для каждого отдельного этапа разрабатывается проект организации строительства, который детально описывает такие вопросы, как: обоснование принятой организационно-технологической схемы, обеспечивающей соблюдение установленных в календарном плане строительства сроков завершения строительства; техно-логическая последовательность работ; обоснование потребности в материалах, кадрах, основных строительных машинах, механизмах, транспортных средствах, в топливе и горюче-смазочных материалах, а также в электрической энергии, паре, воде, временных зданиях и сооружениях; обоснование размеров и оснащения площадок для складирования материалов; предложения по обеспечению контроля качества строительных и монтажных работ, а также поставляемых на площадку и монтируемых оборудования, конструкций и материалов. Разрабатываемая проектная документация выполняется специализированными проектными организациями и проверяется в основном на соответствие требованиям нормативной документации. Обязательным документом является строительный генеральный план.

В основу проектирования стройгенплана закладываются принятые решения по технологии возведения здания (сооружения). Все элементы строительной площадки: дороги, склады, стоянки, пути перемещения, зоны действия и опасные пояса строительных машин, временные коммуникации, производственные и административно-бытовые помещения, вплоть до ограждения строительной площадки, – принимаются в соответствии с технологическими решениями строительства объекта. Строительный генеральный план является планом организации всех видов технологических процессов на строительной площадке. Так, при его разработке необходимо не только соблюдать действующие нормы и правила, но и организовать производственный процесс таким образом, чтобы избавиться от всех видов возможных потерь. Внедрять «рентабельное производство» в строительный процесс при сложившихся условиях взаимодействия его субъектов возможно как на стадии разработки, так и реализации проекта производства работ, выполняемого техническим заказчиком или по его заказу специализированным предприятием. В современных условиях жесткой договорной дисциплины, необходимости строгого выдерживания сроков выполнения отдельных организационно-технологических циклов возведения здания разработка и выполнение календарного плана являются весьма важным элементом организации

строительства объекта. Однако рассматривать данный вопрос следует шире.

Технологическая карта, наряду с проектом организации строительства и проектом производства работ, является основным организационно-технологическим документом в строительстве [2]. Она содержит комплекс мероприятий по организации труда с наиболее эффективным использованием современных средств механизации, технологической оснастки, инструмента и приспособлений. В технологическую карту должны включаться более прогрессивные и рациональные методы технологии строительного производства, способствующие сокращению сроков и улучшению качества работ, снижению их себестоимости. Разработка данной карты призвана обеспечить не только экономное и высококачественное, но и безопасное выполнение работ, поскольку содержит нормативные требования и правила безопасности. На практике процесс разработки технологической карты часто является формализованным и не используется как инструмент менеджмента для совершенствования организации строительных работ.

В концепции «рентабельного производства» существуют свои условия организации любой рабочей зоны, некоторые из которых соответствуют требованиям нормативных документов РФ. Например, все материалы, оборудование и инструмент сортируют на: нужные всегда – материалы, которые применяются в работе в данный момент; нужные иногда – материалы, которые могут использоваться в работе, но в данный момент не востребованы; ненужные – бракованные, неиспользуемые инструменты, тара, посторонние предметы. В процессе сортировки ненужные предметы помечают «красной меткой» и затем удаляют из рабочей зоны. Местоположение предметов должно отвечать требованиям безопасности, качества и эффективности работы, для этого исполняют четыре правила их размещения: вещи находятся на видном месте, их легко взять, легко использовать, легко вернуть на место.

Рабочая зона должна поддерживаться в идеальной чистоте, а процесс ее организации и содержания также четко стандартизирован. Вопрос об организации управления строительным процессом в рамках внедрения системы «рентабельного строительства» не регламентирован никакими нормативными документами, однако в стандартах ИСО серии 9000 изложены основные принципы системы менеджмента качества, которые полностью согласуются с рассматриваемой концепцией менеджмента.

К сожалению, справедливое изложение руководителями требований в виде инструкций, указаний и иных внутренних нормативных документов вовсе не гарантирует их верной интерпретации и корректного исполнения, поэтому ключевым фактором результативности внедрения концепции «рентабельного строительства» является человеческий.

На завершающем этапе процесса управления потоками разрабатываются руководства для персонала, которому должны быть доступны инструменты логистики, применяющиеся на соответствующих стадиях строительства: проектная документация и анализ технологических альтернатив; в сфере материально-технического снабжения – данные о специфике материалов, план поставок материальных ресурсов на участки, план загрузки техники, регламент на заказ техники и регламент оценки и учета материальных потерь; планы выполнения работ, потребности в материалах, загрузки технических средств, планы работ персонала и подрядчиков; в процессе выполнения работ – план их выполнения по объектам, отчетность по производительности персонала и использованию техники, правила техники безопасности. При применении данных инструментов необходимо обеспечить обратную связь для получения информации о состоянии процессов и оперативного внесения изменений в графики и планы в соответствии с фактическими потребностями.

### **Библиографический список**

1. Вумек Дж. П., Джонс Д. Бережливое производство. Как избавиться от потерь и добиться процветания вашей компании. Альпина Бизнес Букс, 2004.
2. Козлюк А.Г. Байдин О.В. Тенденция развития жилищно-коммунального хозяйства. Белгород: Изд. БГТУ. 2010. 154 с.
3. Козлюк А.Г. Байдин О.В. Функционирование жилищно-коммунального хозяйства России в современных условиях и пути преодоления кризисной ситуации. Белгород: Изд БГТУ. 2010. 167 с.
4. МДС 12-29.2006. Методические рекомендации по разработке и оформлению технологической карты [Электронный ресурс]. URL: <http://base.consultant.ru/cons/cgi/online.cgi?req=doc; base=STR; n=7672>.
5. Пакидов О.И. Российское бережливое строительство. Набережные Челны, 2012.
6. Пешков В.В., Яськова Н.Ю. Мифы и реальность современного администрирования // Economic Annals-XXI. 2015.

7. Hindle T. The Economist Guide to Management Ideas and Gurus // The Economist. John Wiley & Sons, 2012.

8. Jacob Dee, Bergland Suzan, Cox Jeff. Combining Lean, Six Sigma and the Theory of Constraints to Achieve Breakthrough Performance. NewYork, London, Toronto, Sydney, FREEPRESS, 2010.

## **ВОССТАНОВЛЕНИЕ И РЕКУЛЬТИВАЦИЯ ЗЕМЕЛЬ, НАРУШЕННЫХ ОТКРЫТЫМИ ГОРНЫМИ РАЗРАБОТКАМИ**

**Косухин М.М., канд. техн. наук. проф.**

**Косухин А.М., зав. лабораторией**

**Агафонова Т.Ю., магистрант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

При открытых горных работах нарушаются естественные природные условия района месторождения: изменяется ландшафт; образующиеся пыль в карьере и на отвалах, газы от работы двигателей внутреннего сгорания и от окисления полезного ископаемого загрязняют атмосферу; проводимые мероприятия по осушению карьера понижают уровень грунтовых вод вокруг него, приводя к гибели растений.

На угольных и сланцевых карьерах при наличии в породных отвалах угля с повышенным содержанием серы и других элементов при складировании при повышенной влажности и притоке кислорода образуются высокотоксичные соединения ртути, мышьяка, урана и др., что является источником загрязнения окружающей среды.

Для уменьшения вредного влияния открытых горных работ на окружающую среду в их технологии предусматриваются специальные мероприятия и работы. Главной из них является рекультивация земель, ранее используемых в народном хозяйстве.

Необходимость рекультивации земель возникла давно и возрастает по мере увеличения объемов горных разработок и соответственно нарушенных ими площадей полезных земель.

Под рекультивацией земель понимается комплекс работ, направленных на восстановление продуктивности и хозяйственной ценности нарушенных земель, а также на улучшение условий окружающей среды. При производстве работ по рекультивации

выделяют два этапа: техническая рекультивация и биологическая рекультивация.

Первый этап включает в себя подготовку нарушенных земель для последующего использования в народном хозяйстве: планировку, формирование откосов, снятие, транспортирование и нанесение плодородного слоя на рекультивируемые земли, строительство дорог, гидротехнических и мелиоративных сооружений и т.д.

Второй этап включает мероприятия по восстановлению плодородных земель, осуществляемые после технической рекультивации.

На горизонтальных и пологих месторождениях с внутренним отвалообразованием рекультивация поверхности отвалов производится в период разработки месторождения как один из технологических процессов открытых горных работ.

На крутых месторождениях восстановление экологической среды предусматривается рекультивацией отвалов пустых пород и созданием водоемов в выработанном пространстве карьера.

Процесс рекультивации включает следующие виды работ:

- выравнивание поверхности отвалов;
- нанесение на поверхность плодородного слоя;
- мелиорацию;
- озеленение путем посева трав и растений.

Первые два вида работ относятся к горно-технической рекультивации, вторые – к биологической.

При горно-технической рекультивации принимают во внимание способность пород вскрыши к плодородию. Токсичные породы должны размещаться на глубине не менее 1,5-3 м от поверхности [1, 2].

Используются различные методы восстановления поверхности после открытой разработки месторождений полезных ископаемых. Объектами работ по восстановлению природной среды после открытой разработки месторождения полезного ископаемого являются: эксплуатационное пространство карьера, внешние отвалы пустых пород, хвостохранилища, транспортные коммуникации.

При разработке горизонтальных и пологих пластовых месторождений с внутренним отвалообразованием восстановление эксплуатационного пространства карьера заключается в планировке поверхности отвала, который в зависимости от технологии отвалообразования представляет собой многоконусную или гребневидную поверхность (рис. 1). Для ее планировки используется драглайн, который выбирается с учетом геометрических параметров

внутреннего отвала и времени его работы по восстановлению поверхности. Эксплуатационное пространство карьера после разработки наклонных и крутых залежей не имеет внутренних отвалов.

Бермы карьера могут быть расширены и на них создаются водосборные каналы. Это позволяет уменьшить эрозионные процессы и при выращивании на террасах и дне карьера растительности превратить выработанное пространство карьера в искусственную балку [3].

Внешние отвалы пустых пород для повышения эрозионной устойчивости и внешнего облагораживания подвергаются террасированию или выполаживанию откосов. Выполаживание предполагает уменьшение обычного для внешнего отвала угла откоса в  $35-45^\circ$  до  $15-25^\circ$  для превращения его в склон, на котором возможно выращивание растительности, сооружение дорог и даже небольших зданий.

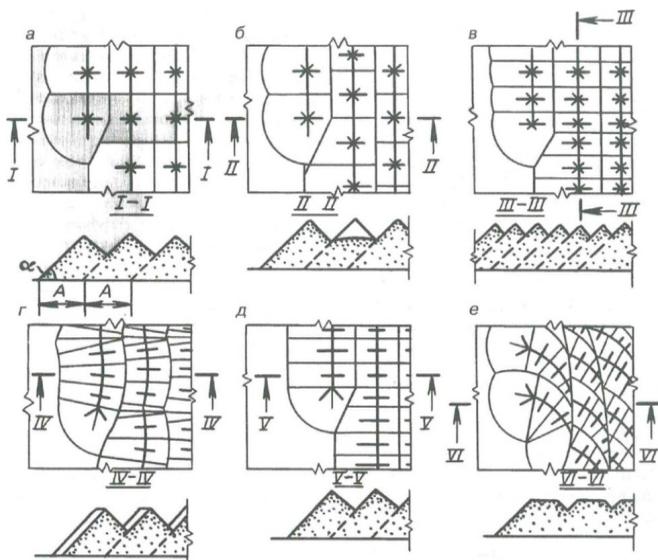


Рис. 1. Схема рельефа поверхности внутренних отвалов вскрышных пород:  
 а – конусная; б – конусная «шахматная»; в – конусная «сближенная»;  
 г – гребневидная; д – гребневидная «параллельная»;  
 е – гребневидная «серповидная»

Для производства работ по выполаживанию откосов внешних отвалов применяется обычная технология. В период завершения

формирования зоны отвала в отведенных границах укладку пород производят перемещением их бульдозером с уклоном в сторону контура отвала. В тех случаях, когда отвал уже сформирован, производят буровзрывное рыхление периферийных зон отвала и перемещение взорванной горной массы бульдозером под откос (рис. 2).

Рекультивация хвостохранилища после его обезвоживания и стабилизации включает в себя нанесение на его поверхность слоя горных пород вскрыши для изоляции и захоронения вредных компонентов процесса обогащения в хвостах. Восстановление пространства, занятого транспортными коммуникациями под склады полезного ископаемого и некондиционных руд, выполняется по специальному проекту.

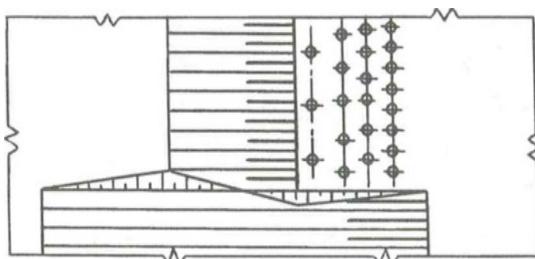


Рис. 2. Выполяживание откоса отвала буровзрывным способом ОВД. При выполаживании откоса отвала можно применять направленный взрыв плоских или обычных зарядов

Биологическая рекультивация всех восстановленных поверхностей начинается с нанесения плодородных почв. При разработке горизонтальных и пологих пластовых месторождений с внутренним отвалообразованием процесс разработки месторождения совмещен во времени с планировкой отвалов, снятием плодородного слоя с поверхности вскрыши и нанесением ее на поверхность спланированного отвала (рис. 3). Снятие, перемещение и нанесение почвенного слоя производится скреперами. Для закрепления плодородного слоя его сразу засевают соответствующими климатическим условиям семенами трав и уплотняют [3].

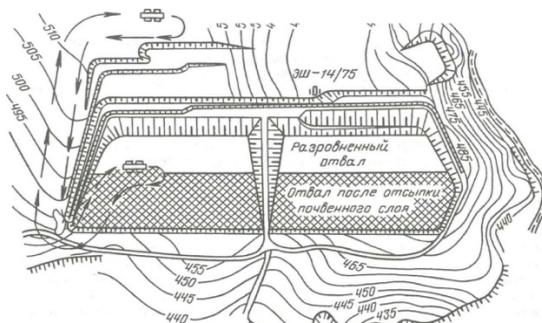


Рис. 3. Технология разработки горизонтального пластобразного месторождения с одновременным восстановлением поверхности и ее рекультивации

В условиях, когда невозможно одновременное снятие и нанесение плодородного слоя, почва складировается и консервируется. Элементарная консервация заключается в удалении воздуха, т.е. кислорода, простым уплотнением слоев штабеля почвы.

Контроль за рекультивацией осуществляют, как правило, местные власти. В качестве мер по охране окружающей среды рекомендуется сохранять деревья по верхнему контуру карьера и пересаживать те, которые попадают в зону горных работ [4]. Растительный защитный экран должен включать несколько рядов деревьев, посаженных в шахматном порядке со ступенчатым контуром растительности от густого кустарника до самых высоких деревьев. Если зону отработанного карьера планируется отвести под искусственные водоемы, то в процессе разработки месторождения необходимо приблизить контуры карьера к естественным плавным формам, избегая создания любых углов и вертикальных откосов. Ограждением капитальной траншеи от окружающей территории служит растительный экран из деревьев. При разработке месторождения на косогорах рекомендуется создавать до начала горных работ искусственные насыпи с растительным экраном, чтобы закрыть вид на карьер и одновременно обеспечить снижение уровня шума от горных работ, а также уменьшить запыленность воздуха [5, 6].

### Библиографический список

1. Ведомственные строительные нормы ВСН 8-89. «Инструкция по охране природной среды при строительстве, ремонте и содержании автомобильных дорог». (Утв. Минавтодором РСФСР от 4 сентября 1989

г. № НА-17/315, срок введения в действие 1 января 1990 г.) [Электронный ресурс], URL: <http://garantF1://3822932.0>.

2. ГОСТ 17.5.1.01.-83 (СТ СЭВ 3848-82). Охрана природы.

3. ГОСТ 17.5.1.03.-86. Охрана природы. Земли. Классификация вскрышных и вмещающих пород для биологической рекультивации земель [Электронный ресурс], URL: <http://www.Open.Gost.ru>.

4. Мельников Н.В. Краткий справочник по открытым горным работам. Издание 2-е дополненное. (Москва: Издательство «Недра», 1968).

5. Методические рекомендации по рекультивации земель, нарушаемых при транспортном строительстве. ВНИИ транспортного строительства. (Утв. 1 ноября 1983 г.) [Электронный ресурс], URL: <http://www.OpenGost.ru>.

6. Методические указания по организации и осуществлению контроля за горнотехнической рекультивацией земель, нарушенных горными разработками РД 07-35-93. (Актуализированы 01.01.2018).

## **ИНФОГРАФИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ВОЗВЕДЕНИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ И КОМПЛЕКСОВ**

**Лебедев В.М.,** канд. техн. наук, доц.

**Беликова Г.В.,** аспирант

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

**Алейников М.В.,** соискатель

*Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия*

В проектировании поточного строительства широко используется информационная графика (инфографика) для наглядного изображения (визуализации) промежуточных и окончательных результатов планирования. Использование достижений инфографии – науки об информационной графике – весьма актуально при возрастающей сложности проектов и методов их реализации.

В современных условиях широкое использование получают диалоговые (интерактивно-графические) системы, позволяющие человеку при выработке организационных и технологических решений вести разговор с ЭВМ на естественном языке машинной графики, возможности которой в корне меняют общепринятую методику

решения задач организационно-технологического проектирования и управления ходом работ. Творческое начало, вносимое человеком, умноженное на способность ЭВМ быстро и безошибочно обрабатывать огромное количество информации, выдавать ее в компактной графической форме – главное преимущество автоматизированных систем проектирования и управления [1]. Компьютерно-графическая поддержка основывается на отображении планируемых результатов организационно-технологического проектирования и управления в виде планов-графиков (ПГ), т.е. эскизов, схем, планов, разрезов, картограмм, диаграмм, гистограмм, двумерных и других графиков, позволяющих количественно и качественно оценить жизнеспособность и эффективность результатов функционирования автоматизированных систем в строительстве.

Строительный процесс – это производственный процесс, протекающий в пределах строительной площадки, имеющий конечной целью возведение, восстановление, ремонт, реконструкцию, разборку или передвижку зданий и сооружений [3-5].

По степени сложности строительные процессы подразделяются на простые и комплексные, которые состоят из нескольких простых процессов.

Простой трудовой процесс – это совокупность технологически связанных рабочих операций, осуществляемых одним рабочим или группой рабочих.

Рабочая операция – организационно неделимый в технологии однородный элемент строительного процесса (квант), характеризуемый постоянным составом исполнителей и неизменностью предметов и орудий труда. Рабочие операции складываются из движений и приемов [6].

Сетевые циклограммы и системокванты рабочих операций составляем в соответствии с графиками трудовых процессов, где производится полное описание операций.

Укрупняя и складывая системокванты рабочих операций, получаем системокванты трудовых процессов. К ним составляем карточки-определители потребности в ресурсах. Таким образом, подготавливаем исходные материалы для введения в ЭВМ и дальнейшего использования в среде информационных технологий [7-13].

## **Системокванты процесса кладки первого яруса глухих стен толщиной в 2 кирпича с расшивкой**

Условия и подготовка выполнения процесса. До начала работ необходимо: разбить оси стен и заложить угол здания в соответствии с разбивкой главных осей здания; очистить рабочее место от мусора, снега и грязи; подать на рабочее место кирпич на поддонах и инструменты; установить растворные ящики.

Работы следует выполнять, полностью соблюдая правила техники безопасности и охраны труда рабочих согласно СНиП 12-04-2002.

Исполнители:

Исполнитель – звено «двойка» в составе каменщиков IV и II разрядов (К1, К2).

Технология процесса и организация труда.

Операции по кладке первого яруса глухой наружной стены толщиной в 2 кирпича при многорядной системе перевязки швов выполняют в следующем порядке: подготавливают, устанавливают и выверяют порядовки; натягивают причальный шнур; выкладывают сначала наружные версты, а затем внутренние и забутку; расширяют швы с наружной стороны.

Кладка ведется челночным методом, при котором каменщик, выкладывая наружную версту, двигается в одну сторону, внутреннюю – в другую, а забутку – снова в первую. Таким образом, челночный метод кладки исключает лишние переходы каменщика.

График трудового процесса строим в соответствии с организационно-технологической последовательностью выполнения рабочих операций (табл. 1).

Согласно технологии и организации проектируем сетевые циклограммы рабочих операций (рис. 1) и системокванты трудовых процессов (рис. 2) кладки стен первого яруса. Для информационного направляющего вектора системокванта составляем карточку-определитель ресурсов трудового процесса и заносим в память ЭВМ [7-13].

Кванты рабочих операций – организационно и технологически неделимых элементов строительно-монтажной функциональной системы строительного производства – составляют системокванты простых строительных процессов. Наиболее реальное графическое изображение функционирования системоквантов процессов в пространственно-временной непрерывности получается в виде

информационного вектора, обвиваемого квантами рабочих операций [8, 13].

Таблица 1

График трудового процесса

| №<br>п/п                         | Наименование<br>операции  | Время, мин |    |    |    |    |    | Продолжи-<br>тельность,<br>мин | Запасы<br>труда,<br>чел.-мин |
|----------------------------------|---|------------|----|----|----|----|----|--------------------------------|------------------------------|
|                                  |   | 10         | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 |                                |                              |
| 1                                | Подготовительно - заключительные<br>работы  |            |    |    |    |    |    | 2,5                            | 5,0                          |
| 2                                | Установка порядков и натяги-<br>вание причального шнура                                     |            |    |    |    |    |    | 7,0                            | 7,0                          |
| 3                                | Раскладка кирпича и расстилка<br>раствора для наружной версты<br>тычкового ряда             |            |    |    |    |    |    | 7,0                            | 7,0                          |
| 4                                | Кладка наружной версты<br>тычкового ряда  |            |    |    |    |    |    | 7,0                            | 7,0                          |
| 5                                | Раскладка кирпича и расстилка<br>раствора для внутренней версты<br>тычкового ряда           |            |    |    |    |    |    | 4,0                            | 4,0                          |
| 6                                | Кладка внутренней версты<br>тычкового ряда  |            |    |    |    |    |    | 4,0                            | 4,0                          |
| 7                                | Раскладка кирпича и расстилка<br>раствора для наружной версты<br>ложкового ряда             |            |    |    |    |    |    | 12,0                           | 12,0                         |
| 8                                | Кладка наружной версты<br>ложкового ряда  |            |    |    |    |    |    | 18,0                           | 18,0                         |
| 9                                | Раскладка кирпича и расстилка<br>раствора для внутренней версты<br>ложкового ряда и забутки |            |    |    |    |    |    | 21,0                           | 21,0                         |
| 10                               | Кладка внутренней версты<br>ложкового ряда  |            |    |    |    |    |    | 14,0                           | 14,0                         |
| 11                               | Кладка забутки  |            |    |    |    |    |    | 10,0<br>6,0                    | 16,0                         |
| 12                               | Проверка правильности кладки  |            |    |    |    |    |    | 3,0                            | 3,0                          |
| 13                               | Расшивка швов кладки  |            |    |    |    |    |    | 5,0                            | 5,0                          |
| 14                               | Отдых   |            |    |    |    |    |    | 7,0                            | 14,0                         |
| Итого на 1 м <sup>3</sup> кладки |   |            |    |    |    |    |    |                                | 137,0                        |

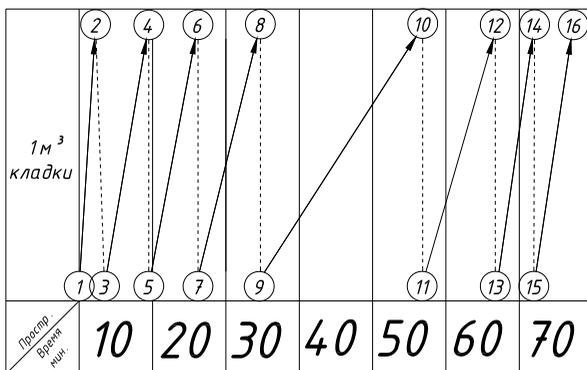


Рис. 1. Сетевая циклограмма выполнения рабочих операций трудового процесса второго каменщика (К2) на кладке стен первого яруса: «1-2» - подготовительные работы; «3-4» - раскладка кирпича и расстилка раствора для наружной версты тычкового ряда; «5-6» - раскладка кирпича и расстилка раствора для внутренней версты тычкового ряда; «7-8» - раскладка кирпича и расстилка раствора для наружной версты ложкового ряда; «9-10» - раскладка кирпича и расстилка раствора для внутренней версты ложкового ряда и забудки; «11-12» - кладка забудки; «13-14» - расшивка швов; «15-16» - отдых; «2-3», «4-5», «6-7», «8-9», «10-11», «12-13», «14-15» - организационно-технологические зависимости

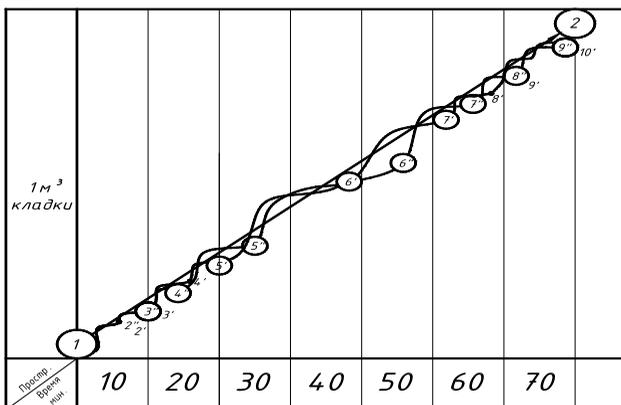


Рис. 2. Системокванты трудовых процессов первого и второго каменщиков по возведению 1 м³ кладки 1 яруса стен толщиной в два кирпича: «1-2» - направляющий информационный вектор; 1''-2''-3''-4''-5''-6''-7''-8''-9'' и 1'-2'-3'-4'-5'-6'-7'-8'-9'-10' - кванты рабочих операций второго и первого каменщиков, обвивающие друг друга и направляющие информационный вектор по восходящей спирали

Инфография призвана облегчить преодоление сложности в разработке и внедрении организационно-технологической документации ППС, сопряженной со многими факторами (сложность объектов и множество участников строительства, разнородность ресурсов, многокритериальность и вероятностный характер производства и т.д.). Поэтому правомерно стремление использовать для решения таких задач человеко-машинные, в том числе интерактивно-графические системы [3-5].

Выполнение системоквантов технологических процессов с получением результатов, сознательный поиск освободившимися трудовыми ресурсами новых системоквантов с открытием и выполнением следующих фронтов работ делает сложную динамическую систему строительного производства саморегулирующейся, самонастраивающейся, самоуправляемой, надёжной и устойчивой.

### **Библиографический список**

1. Автоматизированные системы управления строительством. Под ред. И.Г. Галкина. М.: Высш. шк., 1982. 288 с.
2. Акофф Р., Эмери Ф. О целеустремлённых системах. М.: Сов радио, 1974. 272 с.
3. Анохин П.К. Избранные труды: кибернетика функциональных систем / Под ред. К.В. Судакова / Сост. В.А. Макаров. М.: Медицина, 1998. 400 с.
4. Анохин П.К. Избр. тр. Философские аспекты теории функциональной системы. Изд-во «Наука» М., 1978. 400 с.
5. Лебедев В.М. Системокванты строительных процессов и объектов // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2007. №2. С. 33-36.
6. Лебедев В.М. Системокванты строительных процессов и объектов // Вестник МГСУ. 2007. №3. С. 51-52.
7. Волков А.А., Лебедев В.М. Моделирование системоквантов строительных процессов и объектов // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2008. №2. С. 86-88.
8. Лебедев В.М. Методология моделирования системоквантов строительных процессов и объектов // Вестник МГСУ. 2009. №2. С. 218-225.
9. Лебедев В.М. Инфография поточных методов строительства с применением сетевых циклограмм // Вестник МГСУ. 2009. №2. С. 212-217.

10. Волков А.А., Лебедев В.М. Проектирование системоквантов рабочих операций и трудовых строительных процессов в среде информационных технологий // Вестник МГСУ. 2010. №2. С. 293-296.

11. Лебедев В.М. Моделирование системоквантов строительного производства: монография / В.М. Лебедев. Белгород: Изд-во БГТУ, 2010. 244 с.

12. Волков А.А., Лебедев В.М. Проектирование системоквантов строительных процессов поточного производства работ на возведении кирпичных зданий // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2010. № 4. С. 172-179.

13. Волков А.А., Лебедев В.М. Системокванты технологических процессов строительства объектов // Вестник МГСУ. 2011. №1. С. 281-286.

## **СИСТЕМОТЕХНИЧЕСКАЯ МЕТОДОЛОГИЯ ОРГАНИЗАЦИИ ПРОЦЕССОВ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА**

**Лебедев В.М., канд. техн. наук, доц.**

**Беликова Г.В., аспирант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

**Алейников М.В., соискатель**

*Национальный исследовательский Московский государственный  
строительный университет, г. Москва, Россия*

Методологической основой системотехники строительства является общая теория функциональных систем академика П.К. Анохина [1-6].

Системотехника (от англ. Systems Engineering) – сложное слово, составляющие которого система и техника.

Для организационно-технологических, социально-экономических систем, где существенную роль играет конечная цель функционирования, систему можно определить по П.К. Анохину [1-6] как целенаправленную совокупность элементов или как комплекс избирательно вовлеченных элементов, взаимодействующих достижению заданного полезного результата, который принимается основным системообразующим фактором.

Под собирательным понятием «техника» понимается совокупность методов и средств формирования строительных систем (вовлечения элементов в систему) [4-9].

Системотехника – научно-техническая дисциплина, изучающая вопросы проектирования и функционирования больших систем. Системотехнику можно понимать как технику стыковки разных систем [1-6].

Системотехника строительства (по А.А. Гусакову) – научно-техническая дисциплина, изучающая технические, организационные, управленческие и другие строительные системы и межсистемные связи, взаимодействующие достижению конечного результата в строительстве (рис. 1).

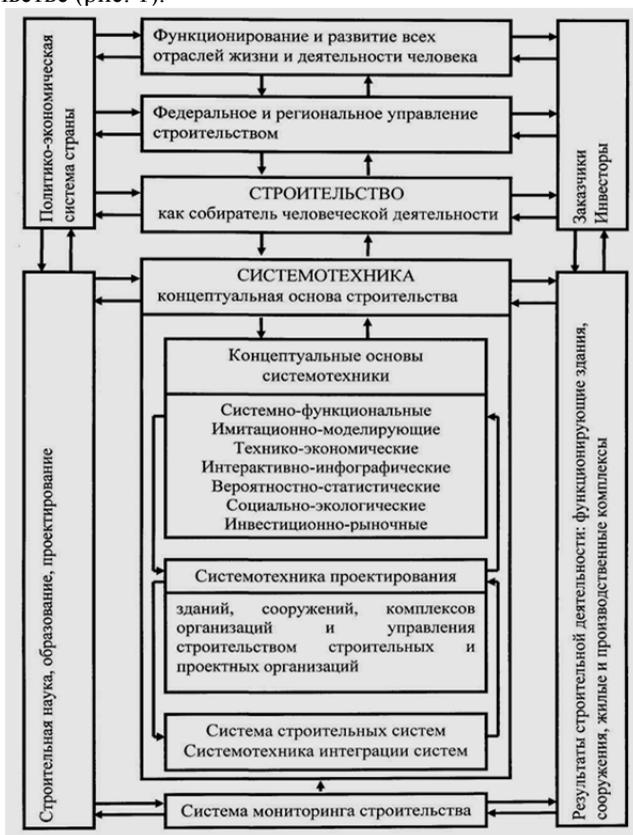


Рис. 1. Общая структура системотехники строительства

Системотехника строительного производства включает системотехнику организации и технологии строительства.

Системотехника организации строительства (по С.А. Синенко[6]) – направление системотехники строительства, позволяющее повысить обоснованность методов получения организационно-технологических решений.

Системотехника строительного производства (ССП) заключается в стыковке подсистем технологии и организации строительного производства (СП) с целью получения результата в виде законченной строительной продукции. ССП означает совместное решение вопросов, как и чем выполнять строительные процессы с логической и производственной взаимосвязью выполнения необходимого комплекса строительных процессов во времени и пространстве для получения конечной продукции в виде зданий, сооружений и их комплексов при достижении максимальных результатов [2-3, 5].

Основы ССП закладываются при разработке организационно-технологической документации (проектов поточного строительства) в составе ПОС и ППР и реализуются при внедрении ее в строительстве объектов и комплексов (рис. 2) [6-9].

А.А. Гусаков [2-3] рекомендовал в качестве методологических основ системотехники следующие наиболее общие концептуально-методологические принципы: функционально-системный, вероятностно-статистический, имитационно-моделирующий, интерактивно-графический, инженерно-психологический, инженерно-экономический.

Функционально-системный принцип реализуется в системном подходе к решению инженерно-технических проблем с использованием теории функциональных систем, разработанной выдающимся российским физиологом, учеником И.П. Павлова, академиком П.К. Анохиным в 1932-1933 гг. [1-6, 8-9].

Физиологическое происхождение теории функциональных систем не только не сузило, а наоборот, расширило ее методологическую общность и обеспечило применимость в самых различных областях науки и техники, в том числе в организации строительства.

### **Библиографический список**

1. Анохин П.К. Принципиальные вопросы общей теории функциональных систем. М.: АН СССР. 1971. 61 с.

2. Волков А.А., Лебедев В.М. Эффективность функционирования системоквантов строительных процессов. // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. №10. С. 72-76.

3. Гусаков А.А. Системотехника строительства. М.: Стройиздат, 1983. 440 с.

4. Киевский Л.В. Планирование и организация строительства инженерных коммуникаций. М.: СВР – АРГУС, 2008. 464 с.

5. Лебедев В.М. Системотехника управления проектами реконструкции городской застройки: монография. Белгород: Изд-во БГТУ, 2012. 230 с.

6. Лебедев В.М. Функционально-системное проектирование поточного строительства: монография. Verlag / Издатель: LAP LAMBERT Academic Publishing, Saarbrücken, Deutschland / Германия, 2016. 299 с.

7. Лебедев В.М. Системокванты технологических процессов в поточном строительстве объектов и комплексов: монография. Белгород: Изд-во БГТУ, 2016. 225 с.

8. Системотехника. (Под. ред. А.А. Гусакова). М.: Фонд «Новое тысячелетие», 2002. 768 с.

9. Чулков В.О. Системотехника проектирования и организации переустройства городских территорий. М.: Международный Межакадемический Союз, 1999. 103 с.

## **ИНФОРМАЦИОННО-ГРАФИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ УСТРОЙСТВА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ В ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТАХ**

**Лебедев В.М., канд. техн. наук, доц.**

**Бодяков С.Н., аспирант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Формирование застройки городов, имеющих свою оригинальную историю – это сложный процесс, в котором развитие города, расширение его границ, создание новых районов, как правило, сопровождаются необходимым изменением и переустройством старой части, приспособлением ее к новым историческим условиям и одновременно стремлением сохранить все важные «наработки» в городском строительстве прошедших эпох [1].

В последнее время особую значимость приобретает проблема реконструкции сложившейся городской застройки в связи с тем, что большое количество зданий, групп, кварталов и микрорайонов в крупных городах России относятся к категории с физическим (более 50%) и повышенным моральным (до 60%) износом.

В практике проектных решений реконструкции городской застройки пользуются методическими и нормативными показателями, разработанными в доперестроечный период, которые в неполной степени учитывают совокупность изменившихся в настоящее время социально-экономических и градостроительных условий.

Основной задачей является разработка проектов и принципов реконструкции массовой городской застройки зданий и комплексов в условиях существующей застройки города Белгорода [2].

При возведении зданий на свайных фундаментах в стесненных условиях городской застройки серьезную проблему представляют динамические нагрузки, воздействующие на расположенные поблизости здания. Решение этой проблемы возможно с использованием технологии устройства буронабивных свай. Зачастую именно такие сваи находят применение в условиях значительной нагрузки, а также при глубоком залегании спрессованных грунтов. Нередко буронабивные сваи становятся основой для строительства мостовых сооружений. Применение в буронабивных конструкциях самых современных технологий и требований нормативных документов позволяет существенно сократить стоимость, а также сроки осуществления строительно-ремонтных работ.

Фундамент с основой из буронабивных свай формируется в процессе бурения скважин с установкой в них арматурных каркасов с заполнением скважин бетоном. Для увеличения несущей способности в нижней части ствола фундамента нередко делают дополнительные уширения [3].

Устройство буронабивных свай в водонасыщенных грунтах имеет немало особенностей. Если грунты недостаточно обеспечивают прочность скважине, в изготовлении буронабивной сваи применяются обсадные трубы из асбоцемента или металла. Трубы погружаются в скважины, а после внутри труб устанавливаются каркасы, сверху арматура соединяется с монолитным ростверком. Окончательный этап – заливка в скважину бетона с использованием виброуплотнения.

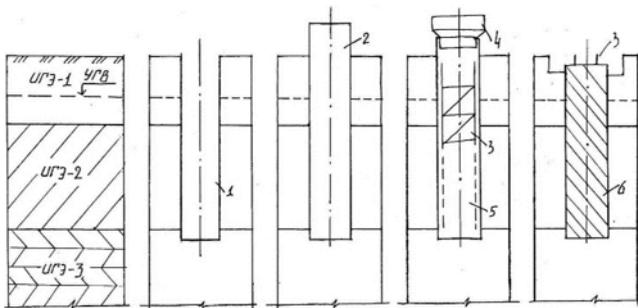


Рис. 1. Технологическая схема устройства буронабивной сваи:  
 1 - скважина; 2 - обсадная труба; 3 - арматурный каркас; 4 - воронка;  
 5 - литой бетон; 6 – буронабивная свая

Инженерно-геологические условия участка характеризуются наличием сверху вниз насыпных грунтов (ИГЭ-1), суглинков и глин пластичной и гладкой (ИГЭ-2), ниже с глубины 14-15 м залегают мергели и мел (ИГЭ-3) [4].

Технология и организация изготовления буронабивных свай включает в себя:

- Подготовительные работы:

1. уточнение расположения инженерных коммуникаций в пределах расположения свай (свайного поля);
2. снятие асфальта, бетона и т.д. прочного (твердого) покрытия;
3. уточнение расположения наружных граней существующих фундаментов зданий (в условиях плотной застройки и реконструкции);
4. разбивку осей свай;
5. все работы выполняются в соответствии с требованиями нормативных документов.

- Технологическая схема устройства буронабивных свай (см. рис. 1.):

1. установка бурового станка на ось скважины с последующим бурением (1) в пределах асфальтового покрытия сверла и под винт с диаметром 500 мм и несущего слоя (ИГЭ-3) и глубину не более 10 - 15 см;
2. установка в скважину (1) обсадной трубы (2) диаметром 325 мм, длиной 8 м с частичным задавливанием ее в несущий слой грунта (ИГЭ-3), с последующей перекачкой воды из скважины насосом типа «Гном» и частичной очисткой дна желонкой;

3. установка в скважину (1) внутри обсадной трубы (2) арматурного каркаса (7) и заполнение отверстия, с использованием воронки (8), литым бетоном (9) с осадкой конуса 18 - 20 см класса В15 с помощью свободного сброса на проектную высоту. Арматурные каркасы перед их установкой в скважины должны быть очищены от ржавчины и грунта;

4. снять кожух (2), в том числе вибрации, и формировать буронабивные сваи (10) с последующим удалением верхнего слоя грунта и устройством ростверка. В зависимости от конкретных грунтовых условий и оснастки бетонирование ствола сваи может быть проведено после снятия кожуха или одновременно с извлечением [5].

### **Библиографический список**

1. Кочерженко В.В., Лебедев В.М. Технология возведения зданий и сооружений: учебное пособие. Белгород: Изд-во БелГТАСМ, 2002.

2. Лебедев В.М., Беликова Г.В., Бодяков С.Н. Инфография возведения сборно-монолитных зданий: монография. Белгород, 2018. 174 с.

3. Типовая технологическая карта (ТТК). Устройство фундаментов из буронабивных свай в условиях существующей застройки и реконструкции.

4. Типовая технологическая карта (ТТК). Устройство буронабивных свай в водонасыщенных грунтах.

5. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 (с Изменением N 1) / Минрегион России. М., 2011.

## **СПОСОБ УВЕЛИЧЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЗАБИВНЫХ СВАЙ**

**Никулин В.С., магистрант**

**Береговая Ю.А., студент**

**Кочерженко В.В., канд. техн. наук, проф.**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Проблема рационального проектирования фундаментов является одной из наиболее актуальных в области современного фундаментостроения.

В связи с этим, проблема улучшения качества и снижения стоимости возведения фундаментов становится очевидной.

Одним из решений может быть использование нового типа свай, который позволит повысить несущую способность и снизить затраты на возведение фундамента [1].

В разрабатываемой конструкции забивной сваи (рис. 1) по боковой поверхности предусмотрены «карманы» (углубления). В «карманы» при динамическом погружении будет попадать наполнитель (отсев) из лотка, установленного на поверхности грунта около сваи. В процессе забивки наполнитель (отсев) будет проникать в песок, окружающий тело сваи, попутно уменьшая силу трения по боковой поверхности при забивке.

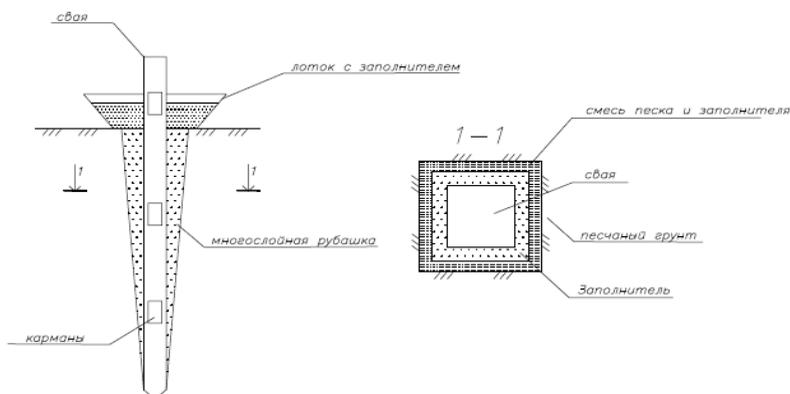


Рис. 1. Схема сваи новой конструкции

Испытание проводилось на деревянной модели сваи квадратного сечения 2х2 см и длиной 28 см. Длина карманов составила 2,5 см, ширина – 0,6 см. Максимальная глубина составила 0,4 см, нижний конец сваи заострен (рис. 2).

Аналитическим путем определить влияние многочисленных факторов, влияющих на несущую способность сваи, не представляется возможным. Поэтому эксперимент, в данном случае, является единственно возможным способом получения достоверных данных.

В лабораторных условиях имеются все ресурсы для осуществления поставленных целей.



Рис. 2. Деревянная модель сваи новой конструкции

Основными целями эксперимента являются:

1. Определение факторов, влияющих на силу трения по боковой поверхности сваи.
2. Изучение процесса забивки сваи.
3. Разработка методики расчета несущей способности сваи.
4. Исследование способа увеличения несущей способности забивных свай.

Испытания по увеличению несущей способности проходили в лаборатории 009 кафедры СиГХ. Непосредственно эксперимент проводился в металлическом лотке 49х51х30 см. со стеклянной стенкой, расположенной сбоку.

Основным оборудованием для проведения эксперимента является модель копровой установки (рис. 3).



Рис. 3. Модель копровой установки

### Принцип действия прибора:

Схема прибора представлена на рис. 4.

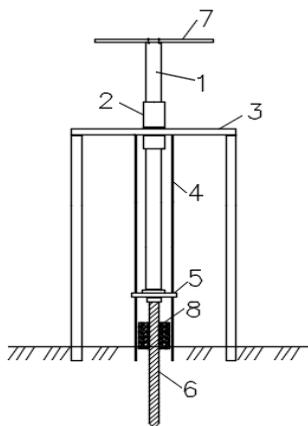


Рис. 4. Схема копровой установки

- 1 - рабочий орган, 2 - верхняя направляющая, 3 - опорный столик, 4 - нижние направляющие, 5 - наголовник сваи, 6 - свая, 7- верхний столик, 8- рукав с отсевом

1. Прибор ставится в место предполагаемой забивки сваи и немного погружается в грунт. Проверяем вертикальность прибора в 2-х направлениях.

2. Наголовник сваи (2) поднимается по нижним направляющим, свая (6) устанавливается в проектное положение, также проверяется вертикальность сваи в 2-х направлениях. Опускается наголовник, который служит для равномерного распределения нагрузки в оголовок сваи, тем самым не дает свае разрушиться под действием динамической нагрузки.

3. Рабочий орган (1) поднимается в проектное положение, и под действием силы тяжести передается усилие на наголовник сваи. Нижние и верхняя направляющие позволяют избежать случайных эксцентриситетов. Данные о проектных отметках записываются в таблицу.

4. В экспериментах сваи с углублениями добавляется лоток с отсевом (8), под действием динамической нагрузки отсев попадает в грунт, образуя многослойную рубашку вокруг тела сваи.

5. Свая погружается динамической нагрузкой до проектной отметки. Все данные о перемещении сваи в вертикальном направлении занесены в таблицу.

6. После забивки свай проводятся эксперименты по статическому погружению сваи в грунт.

Для установления характера распределения грунта был проведен эксперимент с 3 сваями (рис. 6) [4].

Для проведения данного опыта была предусмотрена специальная модель конструкции сваи. Углубления были изготовлены только с 2 сторон (рис. 5) и по всей ширине сваи. Забивка сваи осуществлялась возле стеклянного щитка.



Рис. 5. Свая с 2-х сторонними углублениями



Рис. 6. Общий вид распределения наполнителя вокруг свай

Для установления угла распределения наполнителя были сняты показания ширины с увеличением заглубления сваи. Данные представлены в таблице 1.

Таблица 1

**Данные экспериментов**

| Свая 1 |       | Свая 2 |       | Свая 3 |       | Среднее значение |       |
|--------|-------|--------|-------|--------|-------|------------------|-------|
| h, см  | b, см | h, см  | b, см | h, см  | b, см | h, см            | b, см |
| 0      | 6     | 0      | 5     | 0      | 4     | 0                | 5     |
| 2      | 4,7   | 2      | 4,5   | 2      | 3,8   | 2                | 4,33  |
| 4      | 3,6   | 4      | 3,2   | 4      | 2,7   | 4                | 3,16  |
| 6      | 3     | 6      | 2,4   | 6      | 2,0   | 6                | 2,46  |
| 8      | 2,5   | 8      | 1,9   | 8      | 1,6   | 8                | 2     |
| 10     | 2     | 10     | 1,3   | 10     | 1     | 10               | 1,4   |
| 13     | 1     | 13     | -     | 13     | -     | 13               | -     |

На основании данных таблицы строим эпюры для определения угла распределения наполнителя (рис. 7).

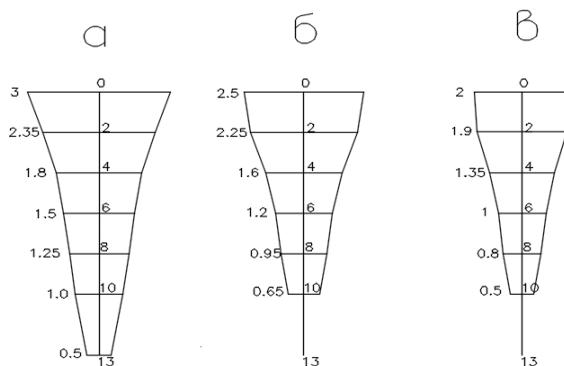


Рис. 7. Эпюры характера распределения наполнителя вокруг сваи

На рис. 7 изображены эпюры распределения, полученные из таблицы 1. Измерив угол наклона наполнителя, мы получаем следующее: рисунок «а» соответствовал свае 1, угол наклона наполнителя  $\varphi_{\text{нап}} = 11^\circ$ ; рисунок «б» соответствовал свае 2, угол наклона наполнителя  $\varphi_{\text{нап}} = 10^\circ$ ; рисунок «в» соответствовал свае 3,

угол наклона наполнителя  $\varphi_{\text{нап}} = 9^\circ$ ; средний угол наклона наполнителя  $\varphi_{\text{нап}} = 10^\circ$ .

Для проведения эксперимента по определению несущей способности воспользуемся прибором для забивки свай.

Несущая способность для сваи является наиболее значимой характеристикой.

Под несущей способностью сваи будем понимать нагрузку, которую способна выдержать свая и уравновесить ее с силой трения грунта.

Методика проведения эксперимента:

После установки прибора и приготовления его для использования, на опорный столик кладется груз с определенным шагом. Заранее взвешивается подвижная часть прибора (рабочий орган и опорный столик), масса подвижной части составила 1,9 кг. Испытания начинаются с массы 13,02 кг. После ступенчатой нагрузки все данные записываются в таблицы 2, 3. В качестве прибора для измерения осадки сваи выступает миллиметровая лента, которая крепится к рабочему органу (рис. 8). Перед началом каждого эксперимента лента меняется [5].



Рис. 8. Прибор со шкалой для измерения осадки сваи

Результаты испытания представлены в таблицах 2, 3.

Таблица 2

**Результаты эксперимента по статическому  
нагрузению обычных свай**

| Масса P, кг | Осадка сваи f, мм |                |        |
|-------------|-------------------|----------------|--------|
|             | Свая 1            | Свая 2         | Свая 3 |
| 13,02       | 0,2               | 0,2            | 0,3    |
| 16,19       | 0,3               | 0,4            | 0,5    |
| 20,17       | 0,5               | 0,6            | 0,7    |
| 23,67       | 1                 | 1,3            | 1,1    |
| 27,17       | 1,2               | 1,6            | 1,2    |
| 29,27       | 2,1               | 2,2            | 2      |
| 32,42       | 4                 | 3,5            | 2,1    |
| 34,32       | 4,8               | 5              | 3,1    |
| 36,42       | 6                 | 6,5            | 4,1    |
| 38,82       | 8,1               | 8              | 6      |
| 41,22       | 11                | 10             | 7      |
| 43,42       | 14                | 13             | 11     |
| 45,82       | 15,1              | 17             | 17     |
| 47,92       | 16,1              | 21             | 25     |
| 50,62       | 25                | произошел срыв | 28     |
| 53,02       | 35                | -              | 40     |

Таблица 3

**Результаты эксперимента по статическому нагрузению  
свай с карманами**

| Масса P, кг | Осадка сваи f, мм |        |        |
|-------------|-------------------|--------|--------|
|             | Свая 4            | Свая 5 | Свая 6 |
| 1           | 2                 | 3      | 4      |
| 13,02       | 0                 | 0      | 0      |
| 16,19       | 0,1               | 0,1    | 0,2    |
| 20,17       | 0,1               | 0,1    | 1      |
| 23,67       | 1                 | 0,2    | 1      |
| 27,17       | 1,2               | 1      | 1,2    |
| 29,27       | 1,5               | 1,1    | 1,5    |
| 32,42       | 1,5               | 1,2    | 1,7    |
| 34,32       | 1,8               | 1,4    | 1,7    |
| 36,42       | 1,8               | 1,8    | 1,8    |
| 38,82       | 1,9               | 2      | 1,9    |
| 42,82       | 2                 | 3      | 2,1    |

|       |     |    |     |
|-------|-----|----|-----|
| 1     | 2   | 3  | 4   |
| 45,62 | 3   | 5  | 2,5 |
| 47,62 | 5   | 8  | 3   |
| 52,22 | 8   | 10 | 7   |
| 54,32 | 9,5 | 14 | 8   |
| 56,72 | 11  | 18 | 10  |
| 59,12 | 14  | 26 | 13  |
| 61,52 | 17  | -  | 17  |
| 63,12 | 23  | -  | -   |

По результатам таблиц строим графики, представленные на рисунках 9, 10.

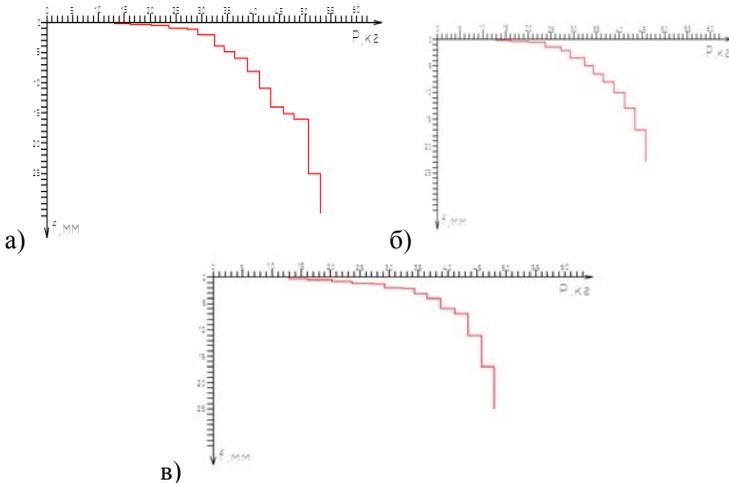


Рис. 9. График статического погружения свай без карманов  
а - свая 1, б - свая 2, в – свая 3

Анализируем график испытания сваи 1 (рис. 9, а), приходим к выводу, что несущая способность сваи равна 362,4 Н.

Несущая способность сваи 2 (рис. 9, б) рассчитывается по аналогичной методике и равна 343,2 Н.

Несущая способность сваи 3 (рис. 9, в) составляет 362,4 Н.

Для определения общей несущей способности обычных свай найдем среднее арифметическое 3-х испытаний, которое равно 352,8 Н.

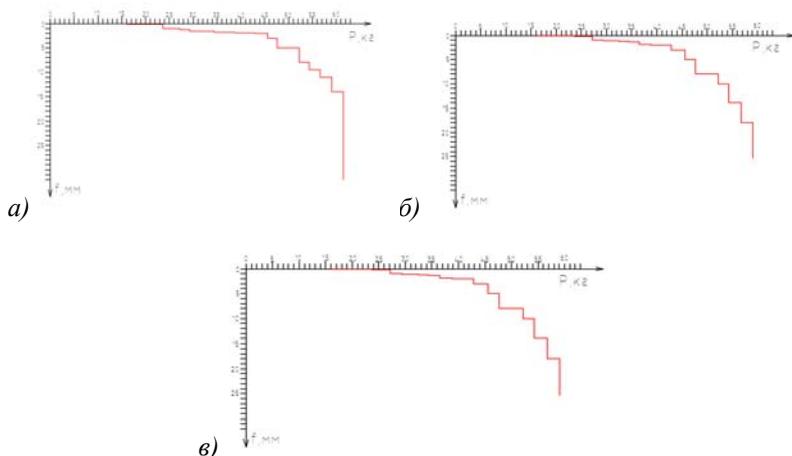


Рис. 10. График статического погружения свай без карманов  
а - свая 4, б - свая 5, в – свая 6

Переходим к определению несущей способности свай с карманами. Опираясь на теоретическую часть и предпосылки за счет увеличения силы трения по боковой поверхности грунта несущая способность должна быть больше, чем у обычных свай [2, 3].

После анализа графика сваи 4 (рис. 10, а) несущая способность составляет 456,2 Н.

Несущая способность графика сваи 5 (рис. 10, б) составляет 428,2 Н.

Несущая способность последней 6 сваи (рис. 10, в) составляет 479,2 Н.

Среднее арифметическое свай с карманами составляет 454,3 Н.

Разделив значение средней несущей способности забивных свай на среднюю несущую способность обычных свай получаем увеличение несущей способности свай с карманами на 28,7% по сравнению с обычными.

### Библиографический список

1. Ватин Н.И., Баданин А.Н., Булатов Г.Я., Колосова Н.Б. Устройство свайных фундаментов: учеб. пособие. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2013. 227 с.
2. ГОСТ 5686-2012. Грунты. Методы полевых испытаний сваями.

3. Черныш А.С. Определение несущей способности свайных фундаментов по прочностным характеристикам грунтов ф и с: монография. Белгород: Издательство БГТУ им. В. Г. Шухова, 2017.

4. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов, Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.; под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. М: Стройиздат, 1985. 480 с. (справочник проектировщика).

5. Черныш А.С., Долженков Д.Ю. Повышение несущей способности фундамента мелкого заложения на обводнённых глинисто-песчаных основаниях пойменных отложений // Наукоемкие технологии и инновации (XXI научные чтения): юбил. междунар. науч.-практ. конф., посвященная 60-летию БГТУ им. В.Г. Шухова : сб. докл., Белгород 9-10 окт. 2014 г.

6. Кочерженко В.В., Глаголев Е.С. Специальные вопросы проектирования зданий и сооружений: учебное пособие для студентов специальности 270114 - Проектирование зданий / БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгород: Изд-во БГТУ им. В.Г. Шухова, 2012. 372 с.

## СПЕЦИАЛЬНЫЕ СТРОПОВОЧНЫЕ УСТРОЙСТВА

**Рахманов Б.К., ст. преп.**

*Ферганский политехнический институт,  
г. Фергана, Республика Узбекистан*

**Алиматов Б.А., д-р техн. наук, проф.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В статье приведены защитные прокладки и специальные строповочные устройства, использование которых влияет на долговечность, трудозатраты, повышение производительности труда, экономию металла (несущие стропы могут быть выполнены из синтетических материалов) при производстве сваебойных работ.

Цель работы: разработка специального строповочного устройства (в т.ч. из синтетического материала).

Одним из наиболее распространенных способов строповки грузов является обвязка «на удавку». Этот способ предполагает формирование петли вокруг груза с пропуском одного конца стропа через другой или с использованием специальных крюков [2]. Недолговечность стальных стропов превратилась в серьезную проблему, в частности, для

организаций, специализирующихся на забивке свай. Тяжелые сваи сечением 400х400 длиной 9-12 м, массой около 4 т поднимают крюком сваебойной машины с помощью кольцевого стропа, увязанного «мертвой петлей». Следует отметить, что наряду с известными достоинствами увязка грузов «мертвой петлей» является наиболее неблагоприятным для стропов способом зацепления грузов. Жесткий хват поднимаемого груза, часто имеющего острые ребра, создает условия для перерезания стропов и в узле «мертвой петли», и в зоне контакта с ребрами. Остаточная деформация стального каната проявляется после первых подъемов, а выбраковка стропа в соответствии с нормами происходит после подъема 20 свай, т.е. стропа «живет» всего одну смену работы копра.

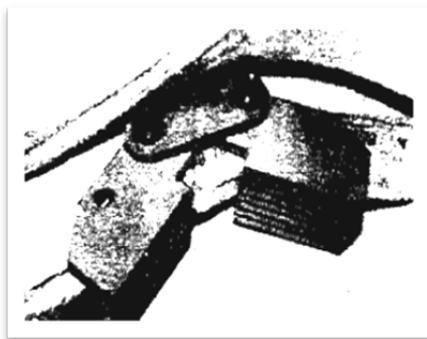


Рис 1. Прокладки с неметаллическим стропом

Опытная проверка показала, что существенному повышению долговечности кольцевого стропа могло бы способствовать использование специальных прокладок (см. рис. 1), нужно лишь преодолеть существенное увеличение собственной массы стропа, так как это создает дополнительные неудобства в работе такелажников, хотя масса синтетических стропов довольно низкая.

В последнее время ведутся работы по созданию новых видов неметаллических стропов для массового применения в строительстве и на транспорте. Стоимость 1 м стального и синтетического стропа сопоставимы.

Настоящий же материал освещает опыт использования синтетических стропов при охвате грузов «мертвой петлей», в частности, при забивке тяжелых свай на объектах.

Благодаря выбранной конструкции ленточного синтетического стропа, защищенного от возможных повреждений с помощью

специальных подвижных элементов, при подъеме свай удалось резко повысить долговечность стропа.

Для исключения перерезания стропов в узле «мертвая петля» использованы специальные строповочные устройства, которые защищены авторским свидетельством №1773843. А1, МКИ В 66 С 1/12 [1].

Строповочное устройство (рис. 2) содержит трос, охватывающую его петлю и расположенный на конце троса полуцилиндр с ободом в виде полукольца в верхней части, установленный на тросе с возможностью осевого перемещения, при котором он взаимодействует своей внутренней поверхностью с тросом. Полуцилиндр в нижней части выполнен с хвостовиком, в углублении которого размещена петля. При осевом перемещении полуцилиндра петля взаимодействует с наружной поверхностью.

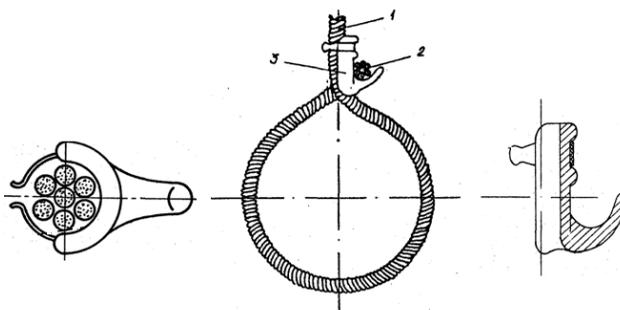


Рис. 2. Строповочное устройство.

1 - стальной канат, 2 - петля, 3 - полуцилиндр

Полуцилиндр выполнен с приливами на наружной поверхности, расположенными друг под другом, и снабжен размещенной между приливами разомкнутой наружной скобой, охватывающей полуцилиндр и трос. Полуцилиндр может быть литым или штампованным.

Строповочное устройство работает следующим образом.

Трос пропускают в петлю. Поднимаемый груз (условно не показан) охватывают петлевым концом стропа. Конец троса закрепляют на крюке. На трос надевают и закрепляют с помощью разомкнутой скобы полуцилиндр. На хвостовик полуцилиндра надевают петлю. Затем перемещением полуцилиндра по тросу выбирают слабину и тем самым затягивают петлю на тросе. При этом контакт поверхности петли с поверхностью троса осуществляется через

полуцилиндр. После подъема, перемещения и установки груза ослабляют трос, петля и полуцилиндр освобождаются от затяжки.

Предложенное строповочное устройство просто в эксплуатации и может быть использовано с несколькими стропами, близкими по диаметру.

Технико-экономическое преимущество и социальный эффект предлагаемого строповочного устройства заключается в снижении трудозатрат, повышении производительности труда, экономии металла (несущие стропы могут быть выполнены из синтетических материалов – полиамида, полиэфира, и т.п.) и в целом повышении культуры производства сваебойных работ.

### **Библиографический список**

1. А. с. 1773843 А1, МКИ В 66 С 1/12. Стropовочное устройство. Ж.Г. Гордин и Б.К. Рахманов. Открытия. Изобретения. 1992. №41.
2. Андреев А.Ф. Грузозахватные устройства с автоматическим и дистанционным управлением. М.: Стройиздат, 1979. 173 с.

## **ТЕХНИЧЕСКИЕ ВОПРОСЫ ПРИМЕНЕНИЯ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ И МОНТАЖЕ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ**

**Чернявский О.С., ассистент**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Применение тахеометрической съемки обосновано при условии сложной пространственной геометрии отправочной марки, когда измерение линейных размеров невозможно из-за конфигурации либо недоступности контрольных точек, размер между которыми является определяющим при монтаже. Тахеометрическая съемка плоских элементов сложной конфигурации, описанных в [1] и [2], не требуется.

При сборке отправочной марки в цехе необходимо контролировать определенные размеры перед сваркой и после сварки деталей в отправочную марку. Также, при выполнении контрольной сборки отправочных марок, производятся дополнительные тахеометрические измерения, позволяющие «выставить» отправочную марку в проектное положение за счет регулировки зазоров под монтажную сварку, а некоторые элементы отправочных марок (консоли или иные приемные

элементы) выставляются на соответствующие марки после выставления основных сечений в контрольной сборке.

Первая тахеометрическая съемка выполняется после сборки отправочной марки «на прихватках». Расположение деталей корректируется в соответствии с допусками ГОСТ 23118-2012. Пример тахеометрической съемки показан на рис. 1.

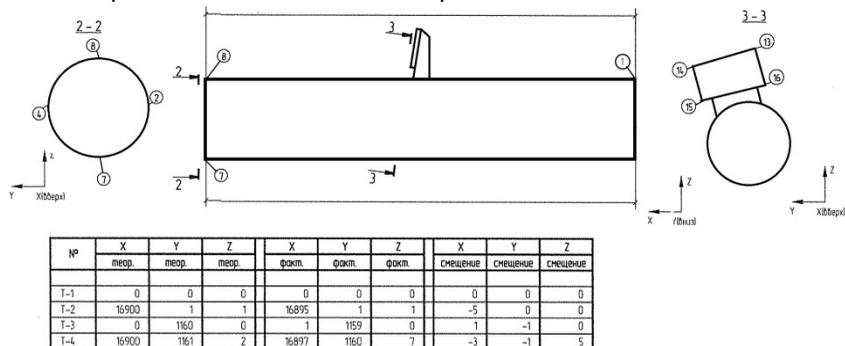


Рис. 1. Пример тахеометрической съемки: колонны круглого сечения

Ключевым фактором точности сборки является задание базовой плоскости. Наилучшим способом расположения базовой плоскости было бы совпадение одной из координатных осей с направлением центральной оси элемента, а другой оси – с торцевой плоскостью элемента. В случае с полыми элементами (труба, коробчатое сечение) центральная ось не является физической точкой, т.к. нет возможности на оси элемента расположить магнит с приемным датчиком для тахеометра. Поэтому принимается в качестве базовой плоскости треугольник из точек 1-8-7. При повторных измерениях базовая плоскость остается неизменной.

После сварки деталей проводится тахеометрическая съемка для контроля сварочных деформаций, а также вероятности смещения элементов от кантования марки.

При необходимости проведения контрольной сборки отправочных марок сложной конфигурации, также выполняется тахеометрическая съемка, по результатам которой контролируются важнейшие размеры между точками в разных марках, после чего выполняются корректировки в марках. Базовая плоскость задается по обеим маркам так, что бы продольная ось включала обе марки. При сильных плюсовых (или минусовых) допусках в контрольной сборке на

последующей изготавливаемой отправочной марке закладываются корректировочные допуски на размеры, позволяющие приблизить к нулю общий допуск всей собранной конструкции. Для исключения пересортицы на монтаже выполняется «примаркировка» отправочных марок по результатам контрольной сборки. При сложной пространственной геометрии контрольной сборки некоторые элементы (консоли, фланцы, приемные пластины) выставляются после контрольной сборки основного сечения, что гарантирует месторасположения данных элементов при монтаже.

При приемке отправочных марок на строительной площадке применяются более сложные тахеометры, сканирующие поверхность конструкции, а «умное» программное обеспечение само строит центральную ось элемента. Для круглых колонн берутся три точки по диаметру на поверхности трубы в нескольких местах по длине колонны, на рингах берутся грани и углы фланцев (рис. 2).

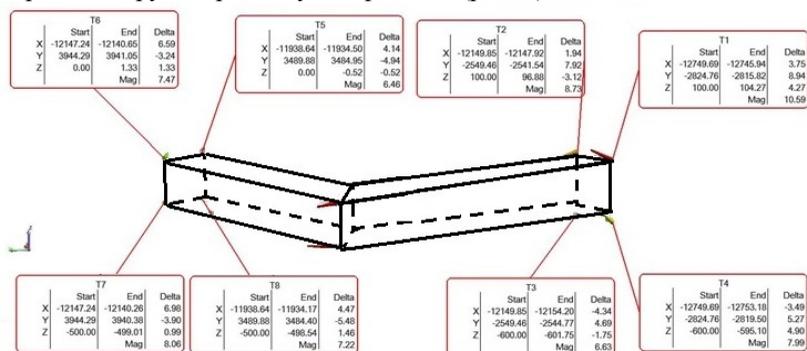


Рис. 2. Пример тахеометрической съемки ринга при приемке на монтаже

По точкам контура программа строит продольную ось элемента (ось Z), относительно которой берутся координаты других точек, ось Z совпадает с направлением оси элементов, координаты X и Y выбираются программой самостоятельно и не совпадают с гранями элементов или снимаемыми точками. Таким образом, понятие «базовая плоскость» больше не используется, и повлиять на относительные отклонения точек нет технической возможности.

Данное программное обеспечение позволяет учитывать изменение положения в пространстве точек при изменении температуры окружающей среды. К примеру, размеры по продольной оси Z и при

подъеме на монтаж и уменьшении температуры окружающего воздуха на 10°C конструкция может «садиться» на 40 мм.

Из-за перепада температур тахеометрическая съемка, проведенная в заводских условиях, не совпадает со съемкой при приемке и монтаже.

Для выставления в проектное положение отправочных марок используются координаты из 3D модели, предоставленной генеральным проектировщиком. Колонны и ринги выставляются по контрольным точкам, снятым ранее, так, что бы ось элемента совпала с проектной осью по модели. За базу берется ось самого строения, и наиболее важным является равноудаление осей колонны от осей здания, для рингов аналогично. Наибольшей проблемой на монтаже является выставление проворота круглой колонны относительно собственной оси. Вертикальная отметка колонны определяется отметкой консоли колонны.

Производить съемку с недоступной на монтаже «обратной» стороны колонны нет необходимости, так как выставляется элемент по оси, и, чтобы понять, где ось, достаточно тех точек, которые доступны для съемки.

Контрольные сборки колонн в заводских условиях производятся в горизонтальном положении, а на монтаже выставленные в проектное положение элементы наклоняются под собственным весом, что приводит к отклонению точек. Поэтому перед раскреплением колонн ее домкратами «дотягивают» в нужное проектное положение, компенсируя отклонение от собственного веса.

Таким образом, применение тахеометрической съемки содействует выполнению поэтапного контроля, изготовления и монтажа отправочных марок сложной конфигурации, позволяя строить уникальные здания с недоступной ранее точностью.

### **Библиографический список**

1. Дружинская М.Ю. Особенности конструирования металлоконструкций криволинейной геометрии // В сборнике: Международный студенческий строительный форум - 2016 (к 45-летию кафедры строительства и городского хозяйства): электронный сборник докладов. Белгород: БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. С. 316-320.
2. Чернявский О.С. Снижение трудоемкости при разработке чертежей стадии КМД // В сборнике: Наука и инновации в строительстве (к 45-летию кафедры строительства и городского хозяйства) : сборн. докл. междуна. науч.-практ. конф. : в 2 т. Белгород: БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. С. 166-171.

## НАПРАВЛЕНИЕ 4. ОБСЛЕДОВАНИЕ, ИСПЫТАНИЕ, УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

### СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ СИСТЕМ ТЕХНИЧЕСКОГО РЕГУЛИРОВАНИЯ СТРАН СНГ

**Абсиметов В.Э., д-р техн. наук, проф.**  
*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия.*

Система технического регулирования – это инструмент нетарифного регулирования отношений в строительной отрасли [3]. Элементы системы технического регулирования взаимосвязаны между собой и дополняют друг друга в достижении конечного результата – возведении безопасного, комфортного, экологичного объекта [2].

Известно, что система технического регулирования включает три составляющих: нормирование, надзор и контроль и оценка соответствия. Разрешительный характер системы начинает проявляться уже на этапе зарождения идеи начала строительства объекта: необходимо получить многочисленные разрешения и пройти сложную систему согласований для получения технических условий в различных инстанциях. На рис. 1 приведена сравнительная картина количества разрешений по ряду стран СНГ.



Рис. 1. Рейтинг Doing business 2015 г. – разрешения на строительство, позиция

На международном уровне существует рейтинг стран, относительно упрощения системы согласований и получения разрешений на проектирование и строительство зданий и сооружений. Этот рейтинг имеет название: Doing business. Согласно данным на 2015 г. Россия занимала 156 место, Казахстан – 154, Узбекистан – 149, Беларусь – 51 и Кыргызстан – 42 места.

Принципиальная схема построения отношений участников системы технического регулирования в строительном комплексе Российской Федерации [4] представлена на схеме на рис. 2.

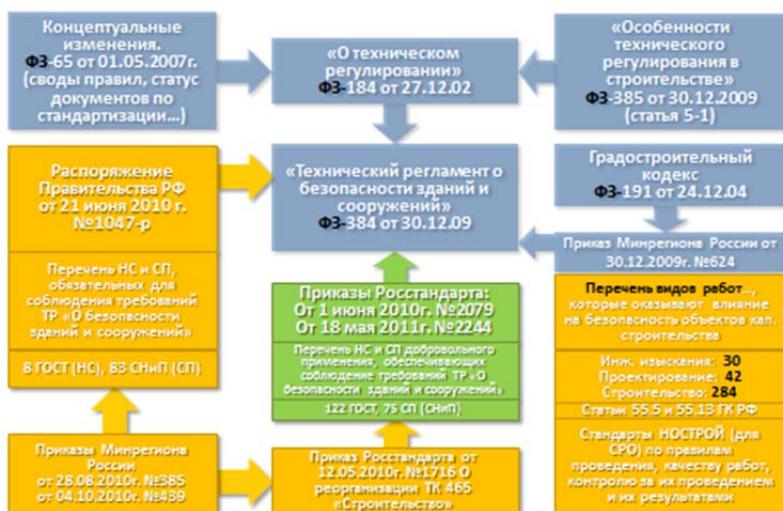


Рис. 2. Система технического регулирования в области строительства Российской Федерации

Аналогичные схемы функционирования системы технического регулирования, с указанием обязательных к исполнению требований и документов добровольного применения, для Республики Беларусь и для Республики Казахстан приведены на рис. 3, 4.



Рис. 3. Система технического регулирования в области строительства Республики Беларусь



Рис. 4. Система технического регулирования в области строительства Республики Казахстан

Анализ результатов применения вышеназванных систем технического регулирования и изучение международного опыта стран дальнего зарубежья позволили сформулировать основные принципы эффективных взаимоотношений участников строительного рынка и предложить схему организации оценки соответствия в строительной отрасли (рис. 5) [1].



Рис. 5. Планируемая схема организации оценки соответствия в строительной отрасли РК

Данная схема (см. рис. 5) предполагает регулирование отношений сторон на трех уровнях: градостроительном, архитектурно-строительном и техническом. Анализ принципов, заложенных в основу взаимоотношений в сфере оценки соответствия в России, Белоруссии и Казахстане, позволил выявить, что имеет место преобладающая ориентация на оценку соответствия юридических лиц, что подтверждают данные, приведенные на рис. 6.

|   | Россия                                       | Беларусь                                  | Казахстан                                |
|---|--|---|--|
| Органы лицензирования, аттестации и аккредитации                            | Саморегулируемые организации юридических лиц | Государство в лице унитарного предприятия | Государство в лице структурного комитета |
| Лицензиары  | Юридические лица                             | Юридические лица, персонал                | Юридические лица, эксперты               |
| Экспертиза проектов   | Государство и рынок                          | Государство                               | Государство и рынок                      |
| Технический надзор и контроль   | ГАСК и рынок                                 | ГАСК                                      | ГАСК и рынок                             |
| Имеет место преобладающая ориентация на оценку соответствия юридических лиц |  |   |  |

Рис. 6. Состояние организации оценки соответствия в строительной отрасли стран ЕАЭС

С учетом вышеизложенного и дополнительных исследований всех трех компонентов системы технического регулирования строительной отрасли (нормативной, системы надзора и контроля и оценки соответствия) установлены ключевые проблемы строительной отрасли в

рамках ЕАЭС, препятствующие функционированию рынка строительной сферы.

Результаты основных положений данных исследований:

1. Несоответствие нормативных правовых актов.

– РК – Закон об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в РК;

– РФ – Градостроительный кодекс;

– РБ – Закон о техническом нормировании и стандартизации;

– Разные подходы к государственным закупкам (Закон О Госзакупках – 3 примера);

– Уровень принятия технических регламентов (РФ – Госдума, РК – ведомственный уровень, РБ - 7).

2. Система оценки соответствия.

– РК – государственный орган в лице ведомства (КДС МНЭ) – лицензии юридических лиц;

– РФ – саморегулируемые организации – допуски юридических лиц;

– РБ – государственное унитарное предприятие – аккредитация юридических лиц.

3. Система экспертизы, контроля и надзора.

– РК – государственное и частное (конфликт интересов);

– РФ – государственное;

– РБ – государственное.

4. Система регулирования в строительной отрасли.

– РК – исключительно государственная вертикаль регулирования;

– РФ – государственная в купе с СРО;

– РБ – государственная с элементами ГЧП.

5. Система образования (взаимное признание дипломов, унификация образовательных программ и перечня профессий).

– РК – бакалавры, магистры и специалисты;

– РФ - бакалавры, магистры и специалисты;

– РБ – специалисты.

6. Аттестация физических лиц.

– РК – аттестация экспертов;

– РФ – отсутствует;

– РБ – отсутствует.

Хочется обратить внимание на основной вывод: межгосударственное согласование Перечня видов работ в настоящее

время преждевременно – требуется согласовать и решить системные проблемы строительной отрасли.

### **Библиографический список**

1. Абсиметов В.Э., Тусупбеков К.М., Абсиметов М.В. К вопросу реформирования системы технического регулирования строительной отрасли // Наука и инновации в строительстве: Материалы международной научно-практической конференции: Сб. докл.: в 2-х томах. Белгород: Изд-во БГТУ, 2017.

2. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29 декабря 2004 г. № 190-ФЗ.

3. Федеральный закон от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании».

4. Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

## **РЕМОНТ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ (МОНОЛИТНЫХ ПЛИТ) С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЦЕМЕНТНЫХ РЕМОНТНЫХ СОСТАВОВ**

**Аль Сабаеи А.К., магистрант**

**Крючков А.А., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Железобетон представляет собой комбинацию бетона (цемент и заполнители) и гибкой стальной арматуры. Часть цементного раствора этого композитного материала (около 27% бетона) действует как паста или клей, который связывает агрегаты вместе. При правильном проектировании и размещении эти три материала создают уникальный композит, который можно использовать в процессе реконструкции зданий и сооружений. Для того, чтобы железобетонная балка, колонна, плита или стена функционировали должным образом, бетон должен быть надлежащим образом закреплен в месте дефекта [1, 2]. Он должен полностью обволакивать арматуру и быть свободным от пустот. Раковины – это пустоты, оставленные в бетоне из-за отказа цементного раствора эффективно заполнять все пространство между крупными частицами заполнителя. Скопление зёрен крупного заполнителя на

поверхности бетона возникает, когда избыточное количество заполнителя находится без присутствия цементной пасты (рис. 1).



Рис. 1. Разрушения в перекрытии вследствие скопления зерен крупного заполнителя в месте сопряжения с колонной

Основными причинами возникновения раковин и скоплений зерен крупного заполнителя в железобетоне являются:

1 – Высокий процент содержания арматуры: если арматура установлена слишком близко друг к другу или слишком близко к опалубке, она будет задерживать большие объемы смеси, в то время как растворная компонента не сможет проникнуть. Другой причиной является значительное содержание арматуры, которая препятствует правильному заполнению опалубки бетонной смесью.

2 – Состав смеси: неправильный подбор смеси может привести к низкой подвижности или ранним срокам схватывания, что не позволит получить надежного сцепления бетона с арматурой. Корректный подбор состава смеси должен учитывать проблемы, связанные с перенасыщением конструкций арматурой и глубиной подачи бетонной смеси.

3 – Глубина подачи бетонной смеси: когда отдельные места бетонирования слишком глубоки, качественное виброуплотнение бетонной смеси может быть очень сложным или даже невозможным. Чрезмерная глубина подачи бетона может также привести к разделению цементного раствора и заполнителя, что приведет к появлению рыхлых участков в теле конструкции после твердения бетонной смеси.

4 – Неправильное применение виброуплотнения: когда бетон правильно вибрируют, он больше похож на жидкость, позволяющую ей лучше заполнять форму и консолидироваться вокруг арматуры. Это

также помогает высвобождать содержащиеся в бетонной смеси воздушные пузырьки, которые быстро выходят на поверхность.

Неправильная технология виброуплотнения может быть обусловлена:

- слишком слабым или, наоборот, слишком мощным вибратором для соответствующего объема укладываемой бетонной смеси;
- слишком низкой частотой или амплитудой вибратора для крупнозернистой бетонной смеси;
- слишком коротким или, наоборот, продолжительным по времени использованием вибратора в одном месте объема бетонной смеси;
- слишком большим расстоянием между местами вибрирования.

5 – Дефекты форм: утечки в опалубке могут спровоцировать вытекание жидкой составляющей смеси из формы, оставляя за собой раковины и участки скопления зерен крупного заполнителя.

Подготовка бетонной ремонтной смеси заключается в следующем.

1) Необходимо обеспечить достаточную однородность смеси: бетон, не содержащий достаточного количества вяжущего материала и мелкого заполнителя, будет подвержен расслоению смеси и не будет обладать должной подвижностью. Необходимо обеспечить введение дополнительного объема песка и дополнительного портландцемента для увеличения количества мелких частиц. Увеличение отношения мелкозернистого заполнителя увеличит удобоукладываемость только в том случае, если 7-12% песка пройдет через сито № 100.

2) Увеличение подвижности смеси: даже при правильном количестве мелкого заполнителя смесь может не иметь необходимую однородность и не будет внедряться в дефекты бетона. Чтобы улучшить проникновение, необходимо обеспечить увеличение осадки конуса до 17-22 см, уменьшив объем воды и добавив суперпластификатор.

3) Уменьшение размера заполнителя: если близко расположенное армирование или другие препятствия осложняют проникновение ремонтной смеси, необходимо рассмотреть возможность уменьшения размера крупного заполнителя ниже предельно допустимого. Такое изменение, вероятно, потребует общего пересмотра пропорций смеси.

4) Скорость выполнения работ: медленные темпы выполнения работ и высокие температуры окружающей среды и бетона могут привести к снижению подвижности бетонной смеси. Добавление замедлителя твердения может помочь в этом случае, но замедлители не всегда предотвращают потерю подвижности.

Для формирования и размещения арматуры необходимо выполнить следующие мероприятия.

1) Уточнение параметров армирования в месте дефекта: близко расположенная арматура, недостаточный зазор между арматурой и опалубкой и малые промежутки между стержнями мешают проникновению бетона в процессе вибрирования. Работа с чертежами армирования элемента позволяет свести к минимуму эти проблемы.

2) Обеспечение доступа бетонной смеси к опалубке: узкие или высокие формы препятствуют наблюдению за проникновением бетонной смеси. Необходимо учесть и по возможности снизить высоту подачи смеси или высоту подъема путем использования гибкого шланга. Возможно, придется увеличить количество отверстий для заправки смеси в формах, содержащих сильно армированные секции.

3) Герметизация стыков: вытекание раствора через неплотные стыки формы может вызвать появление раковин и пустот, особенно в случае применения подвижных смесей. При необходимости швы формы должны быть герметизированы специальной лентой.

Укладка бетона должна выполняться с учетом следующих правил.

1) Правильный процесс вибрирования: рабочие должны быть обучены правильно вибрировать бетон, чтобы обеспечить его проникновение через арматуру.

2) Обеспечение качественного заполнения пустот бетоном: с одной стороны бетонизируемой конструкции создается избыток бетонной смеси, который в результате вибрирования должен появиться на противоположной стороне. Большие консоли на нижней грани элементов требуют, чтобы бетон протекал на несколько метров в поперечном направлении, поэтому, возможно, придется использовать карманы для заливки этих консолей. Следует просверлить отверстия в нижней части опалубки, чтобы дать возможность выйти воздуху и контролировать процесс заполнения пустот.

3) Недопущение задержек подачи бетонной смеси: если укладка бетона происходит не так быстро, как планировалось, то для исключения начала процесса схватывания бетонной смеси необходимо увеличить её подвижность с помощью пластифицирующих добавок, но лучший подход – обеспечить непрерывную подачу бетонной смеси.

Экспериментальные исследования предлагаемой методики восстановления железобетонных элементов.

Опытные образцы (балки) испытывают под нагрузкой [3] с зоной чистого изгиба, постепенно увеличивая нагрузку до тех пор, пока не будет превышена несущая способность нормального сечения,

произойдет значительное раскрытие трещин и образуется большой прогиб. Средняя нагрузка, полученная из трех испытуемых образцов, составляет 6,44 т. Это значение очень близко к теоретическому значению несущей способности, которое составляет 6,35 т. Экспериментальные результаты вместе с геометрией образцов представлены на рис. 3, схема трещин на рис. 2 и в таблице 1.



Рис. 2. Структура трещин в контрольных балках

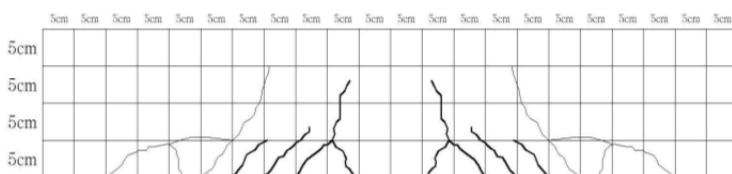


Рис. 3. Схема трещин контрольных балок

Таблица 1

**Прогибы контрольных образцов**

| Нагрузка (кН) | Прогиб (мм) |
|---------------|-------------|
| 4,5           | 1,6         |
| 9             | 2,4         |
| 13,5          | 3,1         |
| 18            | 3,7         |
| 22,5          | 4,2         |
| 27            | 4,7         |
| 31,5          | 5,1         |
| 36            | 5,6         |
| 40,5          | 6           |
| 45            | 6,5         |
| 49,5          | 7           |
| 54            | 7,4         |
| 58,5          | 7,9         |
| 63            | 8,6         |

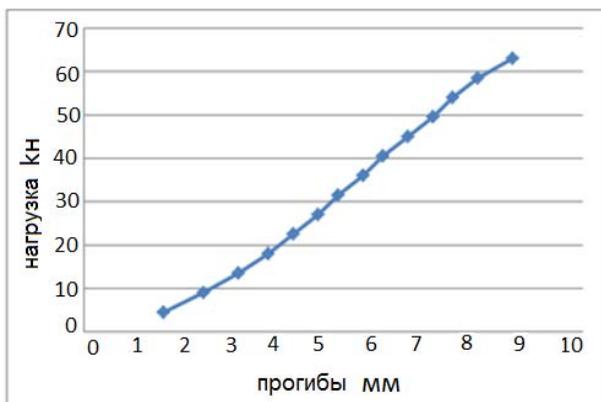


Рис. 4. Средний прогиб

Ремонт дефектов балок с использованием ультра сверхпрочного фибробетона.

Подготовив необходимое количество ультра сверхпрочного фибробетона выполняем ремонт образца и выдерживаем его при нормальных условиях 7 дней [2].

На 8-й день испытываем отремонтированный образец и записываем результаты: несущую способность по нормальному сечению, схему трещин и деформации (рис. 5.)

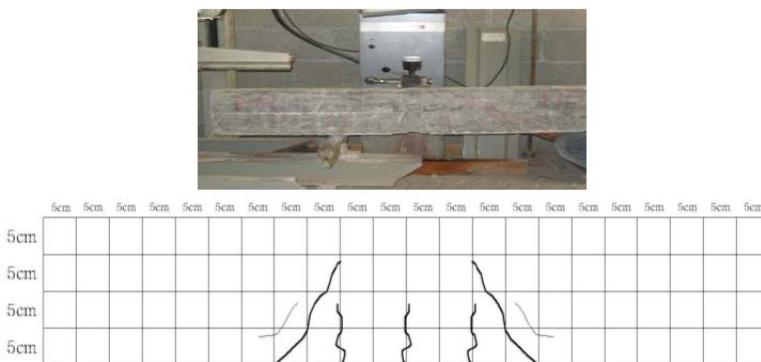


Рис. 5. Отремонтированная балка с трещинами

Балка, отремонтированная с использованием ультра сверхпрочного фибробетона, была испытана под нагрузкой с зоной чистого изгиба, с

медленным увеличением нагрузки до тех пор, пока не был достигнут максимум, максимальная ширина раскрытия трещин и прогибов. Средняя нагрузка испытания трех образцов составляет 8,35 тонны, а значения прогибов представлены на рис. 6 и в табл. 2.

Таблица 2

**Прогиб восстановленных ультра сверхпрочным  
фибробетоном балок**

| Нагрузка (кН) | Прогиб (мм) |
|---------------|-------------|
| 4,5           | 1,05        |
| 9             | 1,5         |
| 13,5          | 2           |
| 18            | 2,5         |
| 22,5          | 2,7         |
| 27            | 3           |
| 31,5          | 3,3         |
| 36            | 3,6         |
| 40,5          | 4           |
| 45            | 4,2         |
| 49,5          | 4,6         |
| 54            | 4,9         |
| 58,5          | 5,2         |
| 63            | 6,1         |
| 67,5          | 6,7         |
| 72            | 7,2         |
| 76,5          | 7,9         |
| 81            | 8,4         |

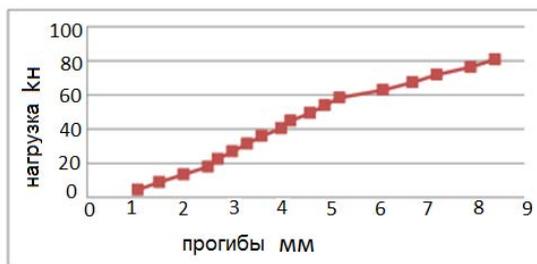


Рис. 6. Диаграмма «Нагрузка-прогиб» восстановленных балок

Результаты и выводы.

В табл. 3 показано, что существует значительная разница между отремонтированными балками и исходными балками. Это

демонстрирует, что процесс ремонта оказывает значительное влияние на параметры сечений и их несущую способность. Это также показывает, что ремонтные составы, таким образом, обеспечили восстановление элементов с дефектами в виде трещин.

Это показывает, что существует разница между результатами испытания контрольных образцов и отремонтированных балок. Ремонтный состав с использованием ультра сверхпрочного фибробетона повысил несущую способность на величину до 35%.

Таблица 3

### Сравнение несущей способности

| Код балки  | Количество балки | Несущая способность (кН) | Средняя величина несущей способности (кН) | Процент увеличения несущей способности |
|--|------------------|--------------------------|---|--|
| Контрольные балки (КБ)   | КБ 1             | 62                       | 63  | 3%                                     |
|  | КБ 2             | 63                       |   |  |
|  | КБ 3             | 65                       |   |  |
| Балки, отремонтированные с использованием ультра сверхпрочного фибробетона | УСФ 1            | 80                       | 82  | 35%                                    |
|  | УСФ 2            | 81                       |   |  |
|  | УСФ 3            | 85                       |   |  |

### Библиографический список

1. Абдель-Рохман М. Эффективность ремонта исправления в армированных бетонных балках с открытыми сотами // Кувейт. 2005. С. 187-208.
2. Брухвилер Э. Реабилитация и укрепление бетонных конструкций с использованием сверхвысокой работы армированного фибробетона // Ремонт, восстановление и модернизация бетона. 2012.
3. Илракиб Т., Арафа А. Экспериментальная оценка общих дефектов при выполнении железобетонных балок под действием изгибных нагрузок. 2012. С. 47-57.
4. Крючков А.А., Дронова А.В., Логачев К.И. Расчет стержневых элементов сборно-монолитных перекрытий из керамзитобетона на основе единого подхода к определению прочности и деформативности // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 8. С. 19-21.

5. Пачеко-Торгал Ф., Абдулла Неджад З., Мералду С., Карахан С., Баклойти С. и Денг Ю. Обзор потенциала геополимеров для реабилитации бетонной инфраструктуры. 2012. С. 1053-1058.

## **НАГЕЛЬНО-КЛЕЕВОЕ СОЕДИНЕНИЕ ПРИ УСИЛЕНИИ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**Водяхин Н.В., аспирант**

**Сулейманов К.А., магистрант**

**Солодов Н.В., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Нагельные соединения – самые надежные, простые и экономичные средства соединения деревянных элементов, позволяющие внедрять индустриальные методы при изготовлении конструкций, в которых наиболее равномерно по сечению распределяются усилия, передающиеся на соединяемые элементы. Данный вид соединений получил достаточно широкое распространение [1, 2]. Нагель представляет собой деревянный или стальной стержень цилиндрической или пластинчатой формы. К числу нагелей относятся: стержни из твердых пород древесины, гвозди, стержни из круглой стали, болты, винты, шпонки, глухари, пластинчатые нагели, металлические зубчатые пластинки. Соединения могут выполняться как симметричными, так и несимметричными. Нагели могут устанавливаться в предварительно просверленные гнезда, забиваться в древесину без сверления гнезд, а также ввинчиваться или врезаться в тело древесины соединяемых элементов.

На практике зачастую возникает необходимость в усилении узлов сопряжения на нагелях ввиду возникающих дефектов древесины или увеличения нагрузок. При этом нередко возникают проблемы технологического и конструкторского характера, ввиду того, что не всегда возможно увеличить количество нагелей или недостаточно пространства для выполнения работ по усилению.

Одним из возможных выходов может являться усиление нагельных соединений при помощи приклеиваемых элементов. Это решение позволит увеличить несущую способность нагельного соединения при незначительной трудоемкости изготовления и малой материалоемкости.

В результате получаем комбинированное соединение на связях разной деформативности. В деревянных конструкциях уже применяются различного вида комбинированные соединения, такие как клеевинтовые, клеерезьбовые, клеештыревые. Благодаря адгезии клея к материалу винты и болты не могут самопроизвольно вывинчиваться, а также клей надежно защищает место соединения от гниения.

В СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции» [4] ограничений на применение комбинированных соединений не приведено.

В настоящее время в связи с появлением различных новых материалов и методов изготовления соединений, комбинированные соединения широко распространены. В металлических конструкциях примером могут служить болтозаклепочные соединения, клеесварные, болтоклеевые, клеезаклепочные.

Комбинированные соединения могут применяться как во вновь возводимых конструкциях, так и в уже существующих, при их усилении.

С целью исследования несущей способности и совместной работы элементов нагельно-клеевых соединений при усилении узлов сопряжения деревянных конструкций были проведены испытания опытных образцов, общий вид которых приведен на рис. 1.

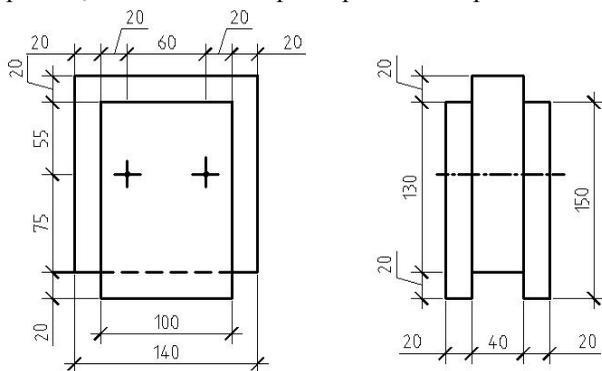


Рис. 1. Общий вид нагельных опытных образцов

Образцы представляли собой нахлесточное соединение в виде трех досок, соединенных при помощи двух нагелей или приклеенных штапиков, в зависимости от исследуемой группы образцов. В качестве нагелей использовались гвозди длиной 80 мм, диаметр гвоздей составлял 3,5 мм. Толщина крайних досок – 20 мм, толщина средней доски – 40 мм, древесина – сосна, 2 сорт.

Образцы испытывали в силовой раме, общий вид конструкции которой представлен на рис. 2. На образцы прикладывали статическую нагрузку при помощи винтового устройства, шаг нагружений составлял 50 кг.

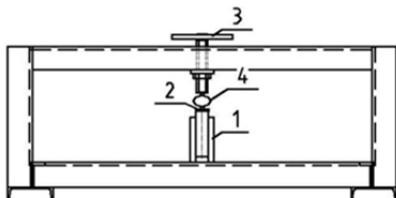


Рис. 2. Общий вид конструкции силовой рамы:

1 – испытываемый образец; 2 – распределительная пластина; 3 – винт для нагружения; 4 – силоизмеритель

Чтобы определить несущую способность комбинированного соединения, необходимо знать несущую способность каждого из соединений в отдельности. С этой целью были испытаны четыре группы образцов, каждая из которой содержала по 3 образца.

Образцы первой группы представляли собой чисто нагельные соединения, по результатам испытаний которых были построены графики зависимости нагружение-деформация, общий вид которых представлен на рис.3.

Средняя величина несущей способности испытанных образцов первой группы – 380 кг, расчетное значение несущей способности – 344 кг.

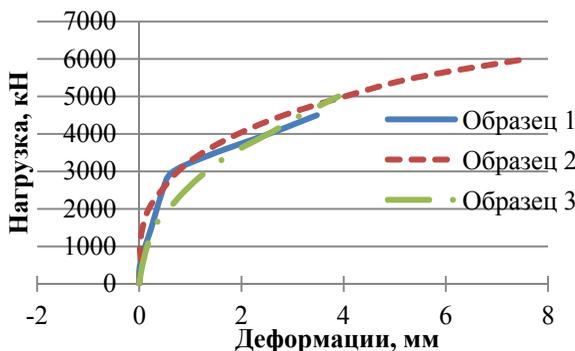


Рис. 3. Диаграмма нагружения образцов первой группы (нагельное соединение)



Рис. 4. Фото общего вида образца второй группы

Образцы второй группы представляли собой безнагельное нахлесточное соединение в виде трех досок, соединенных при помощи штапиков, приклеенных по боковым граням (по толщине досок). Общий вид образцов второй группы представлен на рис. 4. Для соединения элементов образцов применяли клей ПВА. Диаграмма нагружения образцов второй группы представлена на рис. 5. Расчетное значение несущей способности – 476 кг, среднее значение фактической несущей способности – 683 кг.

При испытании образцов второй группы были реализованы оба случая возможного разрушения, одни образцы разрушались на границе склеивания по древесине, другие образцы чисто по древесине (штапикам). Общий вид разрушений образцов представлен на рис. 6 а, б.

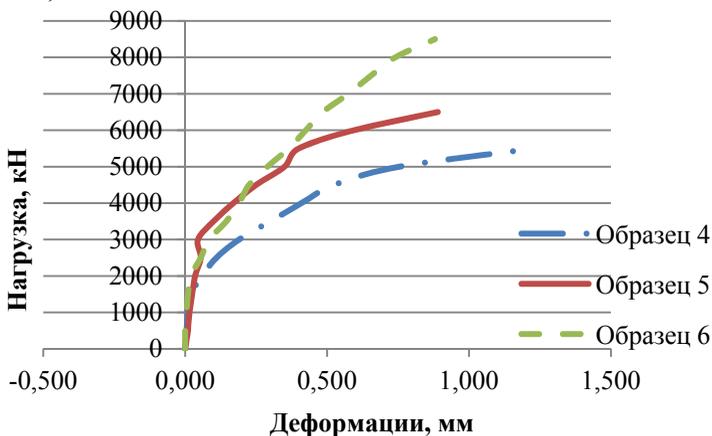


Рис. 5. Диаграмма нагружения образцов второй группы (клеевое соединение)

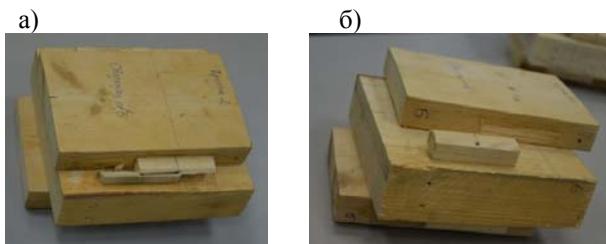


Рис 6. Фото общего вида разрушений образцов второй группы: а – разрушение соединения по древесине; б – разрушение соединения по границе склеивания

Образцы третьей группы представляли собой комбинацию вариантов соединения – нагельное, усиленное посредством приклейки штапиков.

Усиление опытных образцов третьей группы осуществляли под нагрузкой, равной 200 кг. Сначала осуществлялась выдержка до момента стабилизации деформаций, а затем производили усиление. После 24 четырех часов твердения клея продолжали испытания опытного образца. На основании полученных результатов испытаний построены графики зависимости нагружение-деформации, общий вид которых представлен на рис. 7.

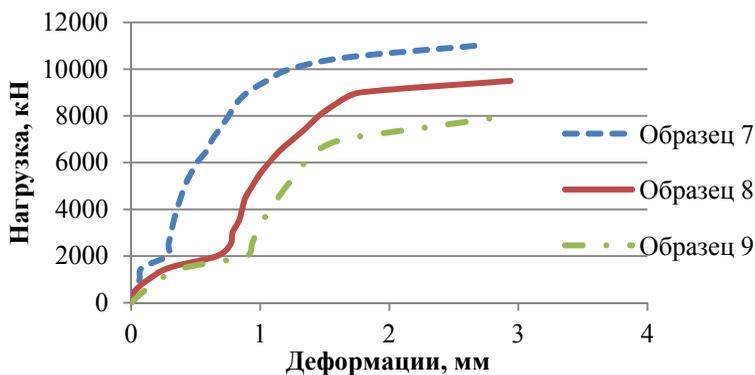


Рис.7. Диаграмма нагружения образцов третьей группы (комбинированное соединение)

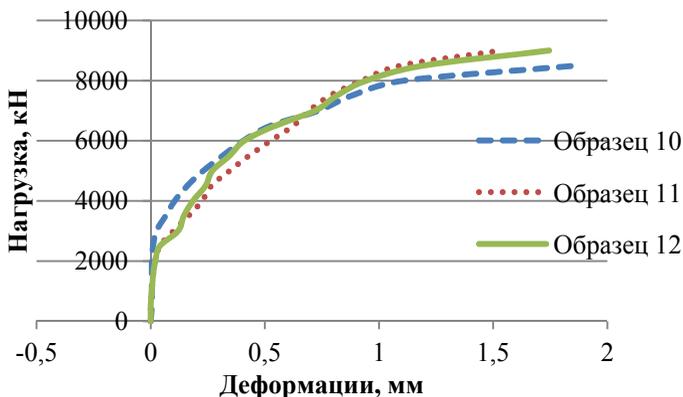


Рис.8. Диаграмма нагружения образцов четвертой группы (комбинированное соединение)

Образцы четвертой группы представляли собой аналогичную конструкцию образцов, как и в третьей группе, с отличием в том, что усиление производили под нагрузкой. После твердения клея образцы разгружали, а затем производили ступенчатое нагружение. Общий вид диаграммы четвертой группы образцов приведен на рис. 8.

Разрушение образцов первой, третьей и четвертой группы происходило пластично. Образцы второй группы имели хрупкое разрушение, в момент разрушения создавали ярко выраженный звук.

Анализируя полученные результаты можно прийти к следующим выводам. Совместная работа нагелей и приклеенных элементов в комбинированном соединении не наблюдается, вероятно, это связано со слишком значительной разницей деформативности связей в соединении (нагели и клеевые штапики). Клеевое соединение по отношению к нагельному соединению обладает значительно меньшей деформативностью и большей несущей способностью. Однако, также можно сделать вывод о том, что несущая способность соединений, усиленных под нагрузкой, увеличивается, поскольку часть нагрузки воспринимает нагельное соединение, а после усиления дополнительная прикладываемая нагрузка воспринимается усиливаемыми элементами. Такое последовательное включение в работу нагельных соединений на первоначальную величину нагрузки и клеевого усиления на возрастание нагрузки на соединение подтверждает принципиальную возможность усиления соединения на стальных нагелях приклеиваемыми деревянными деталями.

#### **Библиографический список**

1. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс. М.: Высшая школа, 2010. 287 с.
2. Иванов В.Ф. Конструкции из дерева и пластмасс. М.: Стройиздат, 2012. 392 с.
3. Солодов Н.В., Шевченко А.В., Алейников М.В. Решение контактной задачи методом теории пластичности // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2005. №10. С. 474-476.
4. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 / Минстрой России. М.: Стройиздат, 2017. 92 с.

## **АНАЛИЗ ПРИЧИН РАЗРУШЕНИЯ И НЕДОБИВКИ СВАЙ В МИКРОРАЙОНЕ «НОВАЯ ЖИЗНЬ» (Г. БЕЛГОРОД) И ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ИХ УСТРАНЕНИЮ**

**Кочерженко В.В., канд. техн. наук, проф.**

**Рашина А.А., магистрант**

**Рудчук В.М., магистрант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

При забивке сборных железобетонных свай С100.30-8 под многоквартирный 5-ти этажный жилой дом в микрорайоне «Новая жизнь» в январе 2018 г., часть свай разрушилась, не дойдя до проектной отметки, часть свай не удалось погрузить до мела.

В настоящей работе была поставлена цель – установить причины разрушения и недобивки до проектной отметки сборных железобетонных свай, изготовленных ОАО «Белгородстройдеталь» и разработать предложения по их устранению.

Для достижения этой цели решались следующие задачи:

- проанализировать результаты определения фактической прочности бетона сборных свай, выполненных ООО «ЭнергоВентПроект»;
- провести испытание прочности бетона свай по контрольным образцам согласно [2, 3];
- изучить инженерно-геологические условия площадки строительства на предмет наличия косослоя в грунтах и залегания плотных и мощных слоев грунта.

ООО «ЭнергоВентПроект» для определения фактической прочности бетона свай использовал механический прямой метод неразрушающего контроля (отрыв со скалыванием) с помощью прибора «ОНИКС-1.0С» в натуральных условиях. При этом применяли тип и размер анкерного устройства: тип II, анкер 24×48 мм. Полученные этим методом результаты приведены в табл. 1.

Определение косвенной характеристики прочности бетона свай выполнялось механическим методом неразрушающего контроля с помощью прибора ударно-импульсного действия «ОНИКС-2.5». Испытания и обработка результатов проводилась по схеме «Г» в соответствии с требованиями [2]. При испытаниях выполнялись требования также [3, 4].

Таблица 1

**Результаты испытания бетона свай С100.30-8 прямым  
методом (отрыв со скалыванием)**

| № п/п | Дата изготовления партии и возраст бетона (дн) | Проектный класс бетона и требуемая прочность, МПа | Фактическая прочность участка, МПа | Средняя прочность участка, МПа |
|-------|--|---|------------------------------------|--------------------------------|
| 1     | 29.11.17г.<br>16                               | В20<br>25,6                                       | 26,3                               | 25,0                           |
|       |  |   | 26,0                               |                                |
|       |  |   | 22,6                               |                                |
| 2     |  |   | 25,8                               | 26,6                           |
|       |  |   | 27,4                               |                                |
| 3     |  |   | 24.11.17г.<br>21                   | 17,4                           |
|       | 21,4   |   |                                    |                                |
|       | 17,0   |   |                                    |                                |
| 4     | 23,4   |   |                                    | 20,4                           |
|       | 20,4   |   |                                    |                                |
| 5     |  |   |                                    | 17,4                           |
|       |  |   | 23,6                               |                                |
| 6     |  | 27.11.17г.<br>18                                  | 28,9                               | 25,0                           |
|       |  |   | 24,1                               |                                |
|       |  |   | 24,7                               |                                |
|       |  |   | 26,1                               |                                |

Таблица 2

**Результаты определения косвенной характеристики  
ударно-импульсного метода**

| № п/п | Дата изготовления партии | Проектный класс бетона требуемая прочность, МПа | Значение косвенной характеристики ударно-импульсного метода, у.е. | Фактическая прочность участка с учетом $K_c$ , МПа | Средняя прочность участка, МПа |
|-------|--------------------------|---|---|--|--------------------------------|
| 1     | 27.11.17г.               | В20<br>25,6                                     | 19,2  | 22,8   | 21,9                           |
|       |                          |   | 18,6  | 22,1   |                                |
|       |                          |   | 17,4  | 20,7   |                                |
| 2     |                          |   | 20,5  | 24,4   | 24,2                           |
|       |                          |   | 21,6  | 25,7   |                                |
|       |                          |   | 19,0  | 22,6   |                                |

Учитывая достаточно большой разброс полученных данных (см. табл. 1 и 2), а также настоятельную просьбу изготовителя свай ОАО «Белгородстройдеталь» провести повторную экспертизу, было принято решение исследовать прочность бетона свай на кафедре строительства и городского хозяйства БГТУ им. В.Г. Шухова. Повторную экспертизу провели согласно требованиям [1, 5].

Образцы-цилиндры диаметром 150 мм и высотой 300 мм были выполнены их трех партий сборных железобетонных свай, изготовленных 24 ноября 2017 г., 29 ноября 2018 г. и 30 ноября 2018 г.

Процесс отбора образцов приведен на рис. 1. Подготовку образцов-цилиндров к испытаниям произвели согласно требованиям ГОСТ 28570-90 и ГОСТ 10180-2012. Образцы-цилиндры, подготовленные к испытаниям, показаны на рис. 2.

Испытание образцов на сжатие проводили в трех сериях сборных свай по 3 образца из каждой серии на прессе ПСУ-125. Характер разрушения образцов приведен на рис. 3. Полученные результаты испытаний приведены в табл. 3. Приведенные результаты показывают, что бетон сборных железобетонных свай соответствует классу В22,5, что даже выше требований норм и проекта. Следовательно, причина недобивки свай и их разрушения не в дефектах свай.

Изучение инженерно-геологических условий площадки строительства (геологический разрез площадки строительства приведен на рис. 4) показывает, что при забивке десятиметровые сваи сечением 30×30 см должны в среднем преодолеть: 3–3,6 м суглинка тяжелого, полутвердого; 2,5–3,7 м суглинка тяжелого, твердого; 1,3 м суглинка легкого полутвердого и, наконец, на 2,0 м войти в мел. При этом напластование геологического слоя «3» (суглинок тяжелый, твердый) имеет крутой косослой, что при забивке свай может вызвать в них возникновение момента. Очевидно, при проектировании свайного фундамента в этих сложных инженерно-геологических условиях необходимо учитывать твердость грунтов, их косослой и предусмотреть применение лидирующих скважин Ø100-150 мм до отметки 154,0 (рис. 4).



Рис. 1. Процесс отбора образцов-цилиндров бетона из свай С100.30-8



Рис. 2. Образцы-цилиндры бетона, подготовленные к испытанию на сжатие



Рис. 3. Характер разрушения образцов при сжатии

Таблица 3

### Результаты испытания бетонных образцов-цилиндров свай на сжатие

| Дата изготовления контрольного образца | Маркировка серий образцов | Нормируемые характеристики прочности и плотности бетона |   | Дата испытания контрольных образцов | Характеристика образца |             |                                      | Результаты испытания         |  |   | Примечание (класс бетона) | Подпись лица, испытывающего образцы |
|--|---------------------------|---|---|-------------------------------------|------------------------|-------------|--------------------------------------|------------------------------|--|---|---------------------------|-------------------------------------|
|  |                           | Проектный класс бетона, по прочности, МПа               | Опускной класс (первичная) прочность, МПа |                                     | Масса, г               | Размеры, см | Средняя плотность, кг/м <sup>3</sup> | Разрушающая нагрузка, кН (т) | Прочность образца, приведенная к базовому размеру, МПа | Средняя прочность образцов в серии, МПа |                           |                                     |
| 30.11.17 г.                            | 1/30                      | B20   | -   | 21.02.18 г.                         | h = 22,4<br>d = 15,2   | 2260        | 48,25                                | 30,0                         | 29,4   | B22,5                                   |                           |                                     |
|  | 2/30                      |   |   |                                     | h = 17,4<br>d = 15,2   | 2285        | 50,25                                | 28,8                         |  |   |                           |                                     |
|  | 3/30                      |   |   |                                     | h = 18,0<br>d = 15,2   | 2250        | 44,00                                | 26,1                         |  |   |                           |                                     |
| 24.11.17 г.                            | 4/24                      | B20   | -   | 21.02.18 г.                         | h = 22,0<br>d = 15,2   | 2275        | 47,50                                | 29,2                         | 29,9   | B22,5                                   |                           |                                     |
|  | 5/24                      |   |   |                                     | h = 18,9<br>d = 15,2   | 2280        | 51,75                                | 30,7                         |  |   |                           |                                     |
|  | 6/24                      |   |   |                                     | h = 23,2<br>d = 15,2   | 2260        | 46,50                                | 28,9                         |  |   |                           |                                     |
| 29.11.17 г.                            | 7/29                      | B20   | -   | 21.02.18 г.                         | h = 23,5<br>d = 15,2   | 2225        | 45,50                                | 28,2                         | 35,7   | B27,5                                   |                           |                                     |
|  | 8/29                      |   |   |                                     | h = 17,1<br>d = 15,2   | 2315        | 65,25                                | 37,3                         |  |   |                           |                                     |
|  | 9/29                      |   |   |                                     | h = 16,3<br>d = 15,2   | 2330        | 58,00                                | 34,1                         |  |   |                           |                                     |
| 10/обр                                 |                           | B20   | -   | 21.02.18 г.                         | h = 19,5<br>d = 15,2   | 2320        | 48,00                                | 29,0                         | B22,5  |   |                           |                                     |

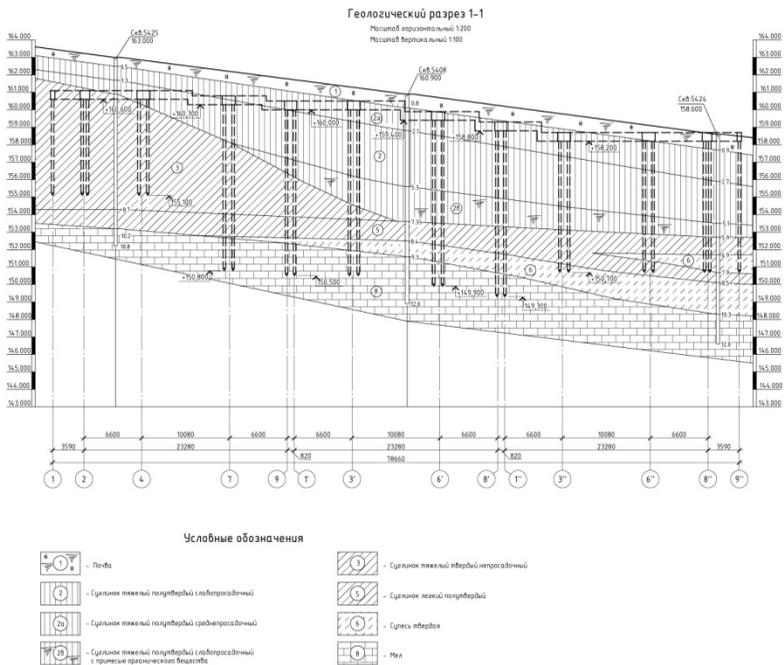


Рис. 4. Геологический разрез площадки строительства

На основании полученных результатов испытаний бетона свай, изучения инженерно-геологических условий площадки строительства сделаны следующие выводы.

1. Разрушение нескольких свай С100.30-8 и их недобивка не зависит от дефектов свай, так как класс бетона несколько выше требуемого по проекту и нормам.

2. Инженерно-геологические условия площадки строительства весьма сложные: залегание грунтов имеет угол наклона 25-30°; площадка строительства сложена мощными слоями (3,5-3,7м) твердых тяжелых суглинков, которые сваи должны преодолеть.

3. Для преодоления сваями длиной 10 м твердых, тяжелых суглинков, залегающих с наклоном до 30°, рекомендуется перед забивкой свай устраивать лидирующие скважины Ø100-150 мм.

### **Библиографический список**

1. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. М., Стандартинформ. 2013.
2. ГОСТ 18105-2010. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности. М. Стандартинформ. 2013.
3. ГОСТ 22690-2015. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. М., Стандарт. 2016.
4. ГОСТ 26633-2012. Бетон тяжелый. Технические условия. М. Стандартинформ. 2013.
5. ГОСТ 28570-90. Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкций. М., Стандартинформ. 2015.

## **ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ УСИЛЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

**Ломтев И.А., аспирант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Необходимость усиления несущих конструкций зданий может возникнуть на разных жизненных этапах здания. При строительстве нового здания – это из-за ошибок при проектировании или ошибок, которые могут возникнуть на самой строительной площадке, при возведении здания. Усиление конструкций эксплуатируемых объектов возникает при реконструкции и техническом перевооружении предприятий и зданий, что влечет за собой изменение характера воздействия и увеличение величины полезных нагрузок, а также когда наступает такое техническое состояние конструкции, как ограниченно-работоспособное, либо аварийное.

В настоящее время наиболее распространено техническое перевооружение и реконструкция зданий. В основном, это эксплуатируемые здания, и усиление несущих конструкций необходимо выполнять под нагрузкой.

Основными методами усиления железобетонных конструкций под нагрузкой являются: увеличение площади сечения конструкции без изменения расчетной схемы и напряженного состояния и с изменением

напряженного состояния, изменение напряженного состояния и статической схемы работы конструкции [5].

Выбор метода усиления строительных конструкций зависит от многих факторов. Наиболее часто применяемый способ усиления железобетонных конструкций является метод наращивания сечения. Он является наиболее технологичным, менее трудоемким, при данном способе нет необходимости устройства разгружающих конструкций элемента для усиления.

Рассмотрим усиление железобетонной балки методом наращивания сечения в виде рубашки.

Для оценки влияния на характер распределения усилий в опытных балках, был проведен численный математический эксперимент, в котором учитывались такие конструктивные параметры, как прочность бетона, содержание в сечении продольной рабочей арматуры и форма балки до усиления и после усиления. В основе численного эксперимента лежит методика оценки прочности изгибаемых железобетонных элементов, разработанная авторами в предыдущих работах [1 - 4, 6].

Для исследования усиления рассмотрим однопролетную железобетонную балку прямоугольного сечения с расчетным пролетом 1,4 м. Балка загружена равномерно распределенной нагрузкой и имеет свободное опирание по двум сторонам. Усиливаемая балка имеет поперечные размеры 190мм(н)х80мм(б). Схема балки приведена на рис. 1.

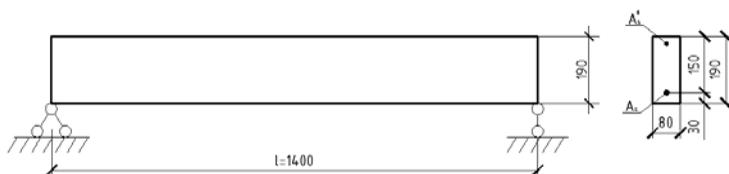


Рис. 1. Схема балки до усиления

В численном эксперименте произведено варьирование следующими исходными данными: классами бетона (В15, В20, В30); процентным содержанием растянутой арматуры класса А500 (1,0%, 2,0%, 3,0%, 4,0%). В сжатой зоне образца усиления принята арматура класса А500. Армирование балок подбиралось в привязке к сортаменту на арматурную сталь (ГОСТ 5781) в зависимости от коэффициента армирования  $\mu$  балок.

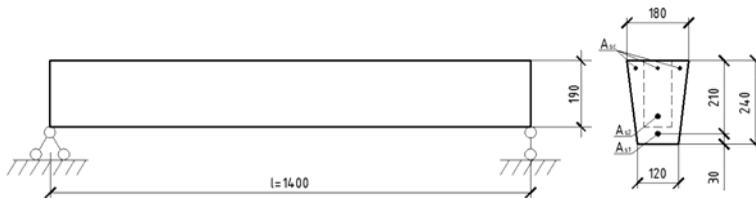


Рис. 2. Схема усиления балки рубашкой в форме трапеции

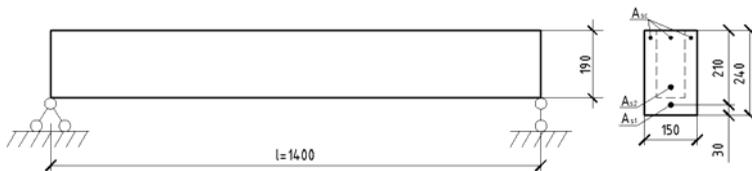


Рис. 3. Схема усиления балки рубашкой прямоугольной формы

Таблица 1

**Прочность балок до усиления**

| Сечение                           | Разрушающий момент<br>$M_u$ [кН·м] |
|-----------------------------------|------------------------------------|
| Класс бетона, процент армирования |                                    |
| <b>B15</b>                        |                                    |
| $\mu=1\%$                         | 6,95                               |
| <b>B20</b>                        |                                    |
| $\mu=1\%$                         | 7,269                              |
| <b>B30</b>                        |                                    |
| $\mu=1\%$                         | 8,151                              |

Таблица 2

**Прочность балок после усиления**

| Сечение                           | Разрушающий момент $M_u$ [кН·м] при усилении рубашкой в форме трапеции | Разрушающий момент $M_u$ [кН·м] при усилении рубашкой прямоугольной формы |
|-----------------------------------|--|---|
| Класс бетона, процент армирования |  |   |
| 1                                 | 2  | 3   |
| <b>B15</b>                        |  |   |
| $\mu=1\%$                         | 25,497   | 21,931  |
| $\mu=2\%$                         | 34,157   | 33,815  |
| $\mu=3\%$                         | 38,085   | 36,238  |

| 1          | 2      | 3      |
|------------|--------|--------|
| $\mu=4\%$  | 40,085 | 37,078 |
| <b>B20</b> |        |        |
| $\mu=1\%$  | 27,084 | 23,171 |
| $\mu=2\%$  | 39,123 | 41,251 |
| $\mu=3\%$  | 48,579 | 46,249 |
| $\mu=4\%$  | 51,54  | 47,495 |
| <b>B30</b> |        |        |
| $\mu=1\%$  | 29,906 | 25,589 |
| $\mu=2\%$  | 43,627 | 48,381 |
| $\mu=3\%$  | 58,528 | 62,266 |
| $\mu=4\%$  | 70,448 | 64,66  |

Анализируя таблицу 2, можно увидеть, что для всех трапециевидных и прямоугольных балок повышение класса бетона с нормальным или увеличенным содержанием растянутой арматуры приводит к нарастанию прочности сечений. Аналогичная картина наблюдается в образцах прямоугольного сечения до усиления; прочность трапециевидных балок при одинаковом классе бетона и проценте армирования выше прочности прямоугольных.

Усиление балок в виде трапециевидной формы в реальной жизни может немного отличаться в меньшую сторону от численно-математического эксперимента, ввиду податливости стыка шва старого и нового бетона, а также нарушений технологии выполнения работ по усилению.

### Библиографический список

1. Обернихин Д.В., Никулин А.И. Прочность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов трапециевидного поперечного сечения с нижней широкой гранью // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 4. С. 66-72.

2. Обернихин Д.В., Никулина Ю.А. Численные исследования прочности изгибаемых железобетонных элементов трапециевидного и прямоугольного сечений // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы международных академических чтений. Курск: Изд-во Курск. гос. ун-та, 2015. С. 175-183.

3. Никулин А.И., Обернихин Д.В., Никулина Ю.А. Предельная прочность изгибаемых железобетонных элементов на основе

применения энергетического критерия разрушения бетона // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы международных академических чтений.– Курск: Изд-во Курск. гос. ун-та, 2014.– С. 98-107.

4. Никулин А.И. Универсальная зависимость для аналитического описания диаграмм растяжения арматурной стали // Вестник Иркутского государственного технического университета. 2015. № 8. С. 157-162.

5. Поветкин М.С. Напряженно-деформированное состояние усиленных под нагрузкой железобетонных изгибаемых преднапряженных элементов [Текст]: дисс...канд. техн. наук: 05.23.01/Поветкин Максим Сергеевич. Орел, 2009. 177 с.

6. Фролов Н.В., Дрокин С.В. Численные исследования изгибаемых армобетонных элементов с полимеркомпозитной арматурой // Проблемы инновационного биосферно-совместимого социально-экономического развития в строительном, жилищно-коммунальном и дорожном комплексах. Материалы 4-й международной научно-практической конференции, посвященной 55-летию строительного факультета и 85-летию БГИТУ. 2015. С. 373-377.

## **ЭТАПЫ И ПРОБЛЕМЫ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

**Ломтев И.А., аспирант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

На протяжении последнего столетия строительная индустрия настойчиво решает самые сложные социальные задачи, постоянно изменяющиеся в процессе исторического развития.

При реконструкции и модернизации старого жилого фонда для приведения его к современным комфортным условиям проживания в нем требуется оценка фактического технического состояния конструкций и здания в целом. Перед инженерами строительной специальности ставится задача для уточнения этих вопросов с целью выдачи заключения о возможности дальнейшей эксплуатации или о необходимости реконструкции и усиления строительных конструкций.

Сохранение жилищного фонда от преждевременного выбытия обуславливает необходимость проведения технического обследования.

Техническое обследование зданий и сооружений – самостоятельное направление инженерной деятельности, охватывающее широкий комплекс вопросов, связанных с обеспечением эксплуатационной надежности зданий, проведением ремонтно-восстановительных работ, а также с разработкой проектной документации на капитальный ремонт, модернизацию, реконструкцию зданий или усиление отдельных конструкций [2].

Ежегодно на территории Российской Федерации и в странах СНГ эксплуатация 500 - 600 объектов частично или полностью прекращается из-за их предаварийного состояния. Общее количество аварий, связанных с обрушением, за последние двадцать лет не уменьшается [1].

Целью обследования здания является определение категории технического состояния здания или сооружения, определения причин, которые вызвали то или иное состояние здания, определение степени физического и морального износа и на основании этих данных, которые будут получены при проведении технического обследования, разрабатываются рекомендации по дальнейшей эксплуатации, выполнению работ по реконструкции, капитальному ремонту или модернизации.

Обследование состоит из трех основных этапов, которые включают в себя [3]:

1. Подготовка к проведению обследования;
2. Предварительное (визуальное) обследование;
3. Детальное (инструментальное) обследование.

Первый пункт включает в себя ознакомление с проектной документацией, рабочими и исполнительными чертежами, актами на скрытые работы. Это позволяет дать представление о принятых конструктивных решениях, выявить элементы, которые работают в наиболее тяжелых условиях. Также, при рассмотрении данного пункта можно определить предварительно действующие нагрузки на здание или сооружение.

При рассмотрении второго пункта, необходимо выполнить визуальный осмотр объекта, установление соответствия объекта проекту, выявление видимых дефектов (наличие трещин, протечек, отслоений защитного слоя в железобетонных элементах, размораживания кладки, коррозии металлических элементов, прогибов элементов, а также состояние стыков, сварных, болтовых и заклепочных соединений и т.д.), составление плана обследования сооружения,

проведение комплекса исследований неразрушающими методами контроля.

При визуальном контроле мы получаем первоначальную информацию о состоянии конструкций, определяем степень износа элементов и на основании этих данных составляем более конкретное дальнейшее проведение испытаний. При испытании определяются значения геометрических параметров обследуемого здания или сооружения, такие как высота, толщина, пролеты, защитный слой бетона, свойства материалов конструкций, расположение арматурных стержней, прогибов и т.д.

Детальное обследование включает в себя работы по обмеру необходимых геометрических параметров зданий, конструкций, их элементов и узлов, в том числе с применением геодезических приборов; инструментальное определение параметров дефектов и повреждений; определение фактических прочностных характеристик материалов основных несущих конструкций и их элементов; измерение параметров эксплуатационной среды, присущей технологическому процессу в здании и сооружении; определение реальных эксплуатационных нагрузок и воздействий, воспринимаемых обследуемыми конструкциями с учетом влияния деформаций грунтового основания; определение реальной расчетной схемы здания и его отдельных конструкций; определение расчетных усилий в несущих конструкциях, воспринимающих эксплуатационные нагрузки; выполнение расчетов с целью установления несущей способности элементов на эксплуатационные нагрузки; камеральная обработка и анализ результатов обследования и поверочных расчетов; анализ причин появления дефектов и повреждений в конструкциях; составление итогового документа (акта, заключения, технического расчета) с выводами по результатам обследования; разработка рекомендаций по обеспечению требуемых величин прочности и деформативности конструкций с рекомендуемой, при необходимости, последовательностью выполнения работ.

Для определения осадок, сдвигов, параметров трещин и деформационных швов, прогибов конструкций используют методы геодезии. При помощи фотограмметрии определяют перемещения и деформации элементов при статических и динамических воздействиях.

Для контроля качества используют разрушающие и неразрушающие методы испытания конструкций. Разрушающие методы контроля применяют для отбора образцов контрольных участков элементов или изделия, однако не всегда имеется возможность это

выполнить. Разрушающие методы дают 100%-ную информацию о работе изделия.

Неразрушающий контроль не дает полную картину работы элемента и не всегда – полную характеристику.

При проведении технического обследования зданий, могут возникать различные проблемы и разногласия.

Работы по обследованию проводят специалисты, имеющие разный опыт в области изыскательских работ, свои мысли и суждения, используют различные средства контроля качества, методы исследования и различную техническую литературу. В связи с этим результаты обследования одного и того же объекта могут различаться.

Это вызвано из-за отсутствия алгоритма проведения обследований, стандартных методик, которые не позволяют получить одинаковые результаты.

При обследовании достаточно старых объектов не всегда имеется достаточное количество проектной документации. В связи с этим очень сложно судить о перепланировках или переустройствах зданий, так как на протяжении их длительного срока, по всей вероятности, проводились данные работы.

Также в большинстве случаев отсутствуют реперы государственной геодезической сети, что затрудняет определение точности осадок конструкций.

При реконструкции объектов в настоящее время все более часто применяются при отделке фасадов различные современные системы, такие как, например, мокрые фасады по утеплителю (рис. 1), вентилируемые фасады. Дефекты, которые находятся на конструктивных элементах здания (трещины, отслоение защитного слоя арматуры), редко когда устраняются, а просто закрываются отделкой. Также, жители жилых домов при самостоятельной отделке балконов и лоджий не устраняют дефекты, а закрывать их, подшивая профнастил или сайдинг, что способствует дальнейшему развитию коррозии балконных плит (рис. 1).

Все это препятствует определению кренов, выявлению возможных осадочных трещин (рис. 2). Еще одной проблемой при ремонте фасадов является то, что его выполняют обычными растворами для заделки отпавшего защитного слоя, например, балконной плиты, не удалив, либо некачественно удалив коррозию арматурных стержней, что приводит впоследствии к его отслаиванию (рис. 3).



Рис. 1. Отделка фасада и подшивка балконной плиты снизу



Рис. 2. Трещина в стене здания



Рис. 3. Отслоение ремонтного защитного слоя балконной плиты

### **Библиографический список**

1. Вольфсон В.Л. Реконструкция и капитальный ремонт жилых и общественных зданий. М.: Стройиздат, 2004. 252 с.
2. Семенов А.С. Организация технического обследования зданий жилищного фонда для выполнения работ по капитальному ремонту, модернизации и реконструкции: дис...канд. техн. наук. Иваново. 2011. С. 6-7.
3. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. М.: ГУП ЦПП, 2004.

## **К ВОПРОСУ О ДЕЙСТВИТЕЛЬНЫХ УСЛОВИЯХ РАБОТЫ МОНОЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ В УСЛОВИЯХ НЕДОСТАТКОВ ПРОИЗВОДСТВА БЕТОННЫХ РАБОТ**

**Наумов А. Е., канд. техн. наук, доц.**

**Жариков И.С., аспирант, ст. преп.**

**Унежева В.А., аспирант, ассистент**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Железобетон, являясь наиболее популярным конструкционным материалом на сегодняшний день, занимает лидирующие позиции в общей структуре мирового производства строительной продукции по уровню экономических и технических показателей. Каждый год в мировой строительной отрасли находит своё применение более 4 миллиардов кубометров бетона и железобетона, что в денежном эквиваленте составляет более 300 миллиардов долларов [10]. Наибольшее распространение получил железобетон в строительстве каркасных зданий и сооружений, в частности, гражданском каркасном домостроении.

На современном этапе развития строительной отрасли технические регламенты выдвигают довольно высокие требования к качеству строительной продукции, в том числе к качеству производимых бетонных работ. Тем не менее, практика показывает, что объекты строительства, выполненные из монолитного железобетона зачастую подвержены наличию ряда дефектов, которые в свою очередь снижают прочностные характеристики конструкции в целом. Анализ данных, полученных опытными экспертами в области строительно-технической экспертизы ГУП «НИИМосстрой» (г. Москва), показал, что отклонение от нормативных характеристик качества каркасов зданий чаще всего приводит к существенным материальным и экономическим потерям, вплоть до аварий и разрушений. Причинами появления данных отклонений эксперты считают низкое качество выполняемых строительно-монтажных работ, в том числе работ, связанных с бетонированием.

Значительное влияние на качество производства бетонных работ оказывает культура строительного производства, обязательное соблюдение технологии производства и уровень контроля выпускаемой продукции. Существенное отрицательное влияние на качество получаемой продукции, в частности, на прочность бетона, оказывает

несоблюдение норм технических регламентов. В большинстве случаев встречается такой дефект бетонирования как появление плоскостей расслоения бетона, вследствие чего в структуре бетона, набирающего прочность, образуются неоднородности. В результате уплотнения смеси при бетонировании ее агрегаты сближаются, а часть воды как наиболее легкая из них отжимается вверх, образуя капиллярные ходы и полости под зернами крупного заполнителя. Крупный заполнитель, плотность которого отличается от плотности растворной части (смеси цемента, песка и воды), также перемещается в теле бетонной смеси. Если заполнитель плотный и тяжелый, например, гранитный щебень, частицы его оседают (рис. 1), а более легкие цементно-песчаные – всплывают. Все это ухудшает структуру бетона, делает его неоднородным, увеличивает водопроницаемость и снижает морозостойкость. Повышают связность и предотвращают расслоение бетонной смеси подбором состава бетона, контролем воды затворения, использованием пластифицирующих добавок [2], что в условиях реального строительного производства требует проведения длительных и многочисленных мероприятий по производственному контролю.

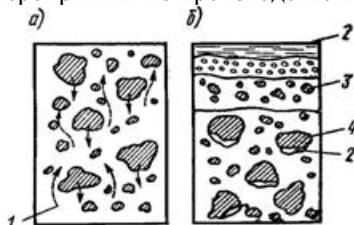


Рис. 1. Схема возможного расслоения бетонной смеси:

*а* – в процессе уплотнения; *б* – после уплотнения; *1* – направление, по которому отжимается вода; *2* – вода; *3* – цементно-песчаные частицы; *4* – гранитный щебень

Для проведения строительного контроля прочностных характеристик выполненных бетонных работ применяют разрушающие и неразрушающие методы контроля. Для проверки прочности бетона методом разрушающего контроля на основании бетонной смеси, используемой в конструкции, производится контрольные кубики. Неразрушающий контроль может быть произведен с помощью проверки конструкции, набравшей прочность, оборудованием, без причинения вреда цельности конструкции. В то же время практика показывает, что ни один из методов контроля не может гарантировать абсолютную точность измерений, связано это с тем, что контрольные кубики

создаются в идеальных условиях укладки и набора прочности бетонной смеси, которые не создаются непосредственно на строительной площадке. Неточность измерений неразрушающим методом обусловлена невозможностью определить прочность бетона по всему объему. Наибольшее влияние прочность бетона оказывает на монолитные фундаментные плиты, которые являются основой конструктивной безопасности здания.

Укладка бетонной смеси плит и ее уплотнение ведется горизонтальными слоями одинаковой толщины, с последовательным направлением укладки в одну сторону во всех слоях. Толщина слоя обусловлена типом и мощностью вибратора, который обеспечивает надежное уплотнение слоя. Вибратор передает колебания определенной частоты, в результате чего внутри бетонной смеси выделяется свободная вода и смесь разжижается (плывет). Такая смесь полностью заполняет внутренний объем опалубки (включая углы, узкие участки и т.п.), кроме того из смеси удаляются воздух и избыточная вода, добавлявшаяся для повышения подвижности. На практике было выявлено, что технологией производства работ зачастую пренебрегают, в дальнейшем это существенно снижает прочность бетонной конструкции и экономическую эффективность всего строительства в целом.

В качестве натурального эксперимента, с целью определения разницы прочностных характеристик по толщине горизонтальных монолитных конструкций, было проведено исследование прочности десяти бетонных образцов цилиндрической формы (кернов) диаметром 114 и высотой 105...268 мм. Керны были извлечены при производстве строительно-технической экспертизы из массива монолитной железобетонной фундаментной плиты толщиной 500 мм проектного класса бетона В20 (рис. 2). Определение прочностных характеристик бетона производилось разрушающим методом в испытательной лаборатории БГТУ им. В.Г. Шухова по ГОСТ 10180-2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам». Образцы были разрушены гидравлическим прессом ПСУ-125 (рис. 3). Результаты проведенных испытаний отражены в табл. 1. ГОСТ 10810-2012 регламентирует удовлетворительный характер разрушения кернов, в результате проведенных испытаний было отмечено, что не все образцы, извлеченные из фундаментной плиты, при разрушении показали удовлетворительный характер (рис. 4). Неудовлетворительный характер сопровождал разрушение образцов, извлеченных из верхней части, удовлетворительный — из нижней части плиты по высоте массива

(рис. 3), что напрямую свидетельствует о недостаточной сплошности и плотности бетона верхней части плиты, подвергшегося расслоению при наборе прочности.

На основании результатов испытаний была зарегистрирована значительная разница прочности бетона на сжатие между образцами бетона, изъятными из верхней и нижней частей плиты по толщине. Среднее значение прочности для образцов из нижней части сечения плиты составляет 17,1 МПа, образцов из верхней части плиты — 10,4 МПа. Зависимость прочности бетона кернов от глубины изъятия в массиве плиты хорошо описывается степенной функцией (рис. 5), с ростом прочности пропорционально квадратному корню глубины изъятия. Максимальная (проектная) прочность зафиксирована в бетоне нижних 40% толщины плиты, на верхних 60% толщины плиты прочность бетона существенно ниже проектной (до двух раз).



Рис. 2. Извлеченные из массива обследуемой монолитной фундаментной плиты бетонные образцы цилиндрической формы (керны)



Рис. 3. Характер разрушения кернов, извлеченных из массива фундаментной плиты: слева — из верхней части плиты (характер разрушения неудовлетворительный), справа — из нижней части плиты (характер разрушения удовлетворительный)

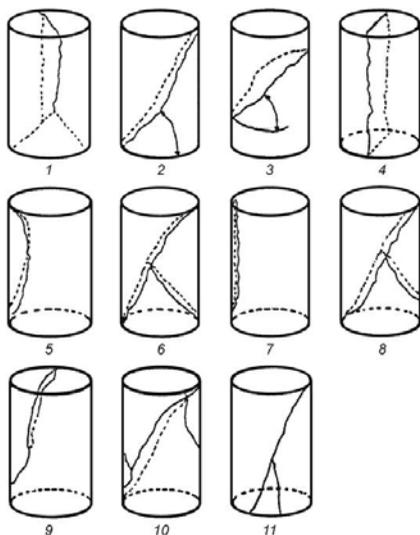


Рис. 4. Неудовлетворительное разрушение образцов-цилиндров согласно [6]

Таблица 1

**Прочность бетона монолитной фундаментной плиты,  
определенная разрушающим методом по ГОСТ 10180-2012 «Бетоны.  
Методы определения прочности по контрольным образцам»**

| №<br>кернa | Положе-<br>ние кернa<br>по высоте<br>массива<br>фундамент-<br>ной плиты | Высо-<br>та<br>кернa,<br>мм | Диа-<br>метр<br>сече-<br>ния<br>кернa,<br>мм | Разруша-<br>ющая<br>нагрузка,<br>кН | Масштабный<br>коэффициент<br>( $\alpha$ , п. 8.2<br>ГОСТ 10180-<br>2012) | Пло-<br>щадь<br>сече-<br>ния, $S$ ,<br>$m^2$ | Проч-<br>ность<br>бетона на<br>сжатие $R$ ,<br>МПа (п.<br>8.1 ГОСТ<br>10180-<br>2012) |
|------------|---|-----------------------------|--|-------------------------------------|--|--|---|
| 1          | верх  | 195                         | 114  | 90,0                                | 1,17   | 0,0102                                       | 10,32   |
| 2          | верх  | 185                         |  | 90,0                                | 1,17   | 0,0102                                       | 10,32   |
| 3          | низ   | 180                         |  | 132,5                               | 1,17   | 0,0102                                       | 15,20   |
| 4          | середина  | 160                         |  | 110,0                               | 1,16   | 0,0102                                       | 12,51   |
| 5          | верх  | 105                         |  | 97,5                                | 1,15   | 0,0102                                       | 10,99   |
| 6          | верх  | 220                         |  | 87,5                                | 1,18   | 0,0102                                       | 10,12   |
| 7          | середина  | 218                         |  | 97,5                                | 1,17   | 0,0102                                       | 11,18   |
| 8          | низ   | 250                         |  | 145,0                               | 1,18   | 0,0102                                       | 16,77   |
| 9          | низ   | 268                         |  | 140,0                               | 1,19   | 0,0102                                       | 16,33   |
| 10         | низ   | 190                         |  | 175,0                               | 1,17   | 0,0102                                       | 20,07   |

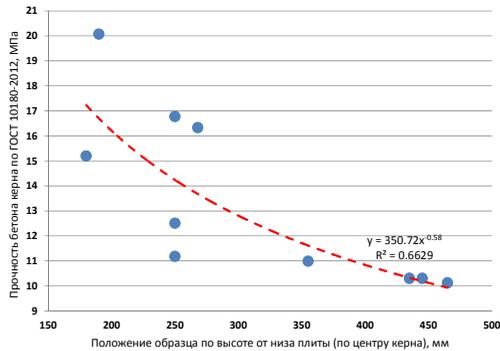


Рис. 5. Зависимость прочности бетона керна от положения образца по высоте сечения фундаментной плиты

Анализ истории бетонирования исследуемой фундаментной плиты, проведенный в рамках строительно-технической экспертизы здания, показал, что контрольные образцы-кубы бетона плиты были изготовлены с полным соблюдением технологии бетонирования, вибрационного уплотнения и влажностного режима набора бетоном прочности, что позволило установить соответствие бетона плиты проектному классу на всех этапах производственного контроля. В то же время сама фундаментная плита выполнялась с рядом отклонений от нормативной технологии бетонирования в части недостаточного вибрационного уплотнения и отсутствия герметизации бетонной смеси в процессе набора прочности. Указанные нарушения технологии бетонирования привели к снижению прочности большей части бетонного массива плиты на 40-60% по отношению к предусмотренной проектом, что не могло быть выявлено на стадии производственного контроля и было установлено лишь в процессе дальнейшего строительства по появляющимся и развивающимся дефектам надфундаментных конструкций каркаса здания. Потери подрядчика строительства, связанные с необходимостью выявления причин и устранения выявленных дефектов, составили величину, на порядок превышающую затраты на максимально качественное и нормативно соответствующее бетонирование.

Исходя из испытаний, проведенных на бетонных кубах и кернах, можно прийти к выводу о существенном негативном влиянии на качество монолитного бетона следующих отклонений технологии бетонирования конструкций от нормативной:

— нарушения режима вибрационного уплотнения укладываемой в конструкцию бетонной смеси, приводящей к расслоению смеси немедленно после укладки в конструкцию, оседанию гравийно-щебеночной фракции смеси и неравномерной плотности смеси при наборе ею прочности;

— нарушения нормативного режима набора бетоном прочности (ухода за бетоном), заключающегося в недостаточном увлажнении бетона или в отсутствии герметизации набирающего прочность бетона, что приводит как к неравномерному набору прочности в массиве конструкций, так и недобору итоговой прочности до предусмотренной проектом [9].

В результате проведенного исследования подтверждено, что распределение прочности и жесткости по высоте плиты является достаточным, чтобы считать действительной работу фундаментной плиты как плиты переменной жесткости по высоте. Для поверочных расчетов в составе строительно-технических экспертиз можно принимать условную многослойную (двух, трехслойную) расчетную схему плиты на упругом основании.

Фактическая работа плиты как многослойной существенно изменяет напряженно-деформированное состояние конструкции по сравнению с проектной однослойной расчетной схемой. Как показано в работе [11] прогибы многослойных плит по отношению к однослойным несколько снижаются, в то время как внутренние усилия существенно возрастают, что накладывает дополнительные требования на армирование плиты и в ряде случаев приводит к частичному разрушению плиты, вызывающему многочисленные дефекты надфундаментной конструкции, возникающие на стадиях строительства и эксплуатации.

В который раз остро поднимаются вопросы внутривозвращенного контроля качества строительной продукции, в частности, бетонных работ. Отклонения технологии производства работ от нормативной, вызывающие фактическое изменение расчетной схемы и запроектную работу фундаментной плиты, приводят к существенному удорожанию строительства и совокупной стоимости владения зданием, многократно превышающему дополнительные затраты на контроль качества бетонных работ при возведении фундаментной плиты.

В условиях фактически сложившейся культуры строительного производства на ряде строительных объектов проектировщику рекомендуется превентивно вводить в расчет прогнозируемые отклонения расчетной схемы плиты или вместо сплошных массивных

фундаментных плит использовать фактические структурно неоднородные конструкции – технологически многослойные плиты, облегченные полые конструкции, перекрестные ленты и прочее.

### **Библиографический список**

1. Сулименко Л.М. Технология минеральных вяжущих материалов и изделий на их основе. М.: Высшая школа, 2005. 334 с.
2. Основин В.Н., Шуляков Л. В., Дубяго Д.С. Справочник по строительным материалам и изделиям. 3 изд. М.: Феникс. 111 с.
3. Методика оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений ФЦ ВНИИ ГОЧС. М.: 2003. 85 с.
4. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. М.: ФГУП «КТБ ЖБ», 2003. введ. 21.08.2003 г.
5. ГОСТ 22690-88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.
6. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
7. Унежева В. А., Абакумов Р. Г. Накопление физического износа жилого фонда в течение жизненного цикла // Тенденции развития строительства, теплогасоснабжения и энергообеспечения. Материалы международной научно-практической конференции. Под ред. Ф.К. Абдразакова; кафедра «Строительство и теплогасоснабжение», ФГБОУ ВО Саратовский ГАУ им. Н.И. Вавилова. 2016. С. 250-254.
8. Авилова И.П., Наумов А.Е. Основы организации и управления в строительстве / Белгородский государственный технологический ун-т им. В. Г. Шухова. Белгород, 2011.
9. Жариков И.С. Комплексная реконструкция зданий, состояние и перспективы // Sworld. Сборник научных трудов. 2014. Т. 26. № 4. С. 3-6.
10. Falikman V.R. The 3-rd All-Russian Conference on Concrete and Reinforced Concrete. Moscow State University Of Civil Engineering, Russia, Moscow, 2014.
11. Андреев В.И., Барменкова Е.В., Матвеева А.В. Расчет плит переменной жесткости на упругом основании методом конечных разностей // Вестник МГСУ. 2014. № 12. С. 31-39.
12. Жариков И.С. Совершенствование системы оценки потенциала реконструкции зданий и сооружений // Экономика и управление: анализ тенденций и перспектив развития. 2014. №15. С. 121-125.
13. Жариков И.С., Скрыпник О.Г. К вопросу о необходимости

совершенствования процесса и последовательности реконструкции // Стратегия устойчивого развития регионов России. 2014. №22. С. 24-27.

14. Жариков И.С. Методологический подход к учету технического состояния объектов недвижимости при определении их стоимостных характеристик // Интеллектуальный потенциал XXI века: степени познания. 2014. № 22. С. 100-104.

15. Жариков И.С. К вопросу о необходимости совершенствования методики оценки объектов недвижимости с учетом технического состояния зданий (сооружений) // Стратегия устойчивого развития регионов России. 2014. №21. С. 26-30.

16. Grabovy, P.G., Naumov, A.E., Avilova, I.P. Scientific aspects of productivity management in the investment and construction sector // International Business Management. 2016. No 10 (7). Pp. 1354-1364.

17. Zagorodnjuk, L.H., Lesovik, V.S., Volodchenko, A.A., Yerofeyev, V.T. Optimization of mixing process for heat-insulating mixtures in a spiral blade mixer // International Journal of Pharmacy and Technology. 2016. No 5. Pp. 15146-15155.

## **ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ТРАНСФОРМАЦИИ КОНСТРУКТИВНЫХ СХЕМ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ИХ УСИЛЕНИИ**

**Смоляго Г.А., д-р техн. наук, проф.**

**Дрокин С.В., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

**Белоусов А.П., заместитель директора по техническим вопросам**

**Пушкин С.А., начальник отдела обследования зданий и сооружений**

**Смоляго Е.Г., канд. техн. наук, начальник отдела строительного аудита**

*ООО «Строительная экспертиза», г. Белгород, Россия*

При обследовании зданий и сооружений приходится сталкиваться с различными отступлениями конструктивных решений от проектных и, как следствие, возникающими несоответствиями требованиям нормативных документов.

Обследуемый объект незавершенного строительства представляет собой нежилое здание переменной этажности прямоугольной конфигурации с размерами в осях 46,8×24,0 м. Под всем зданием

расположен подвальный этаж, в котором предусмотрено размещение складских и вспомогательных помещений.

Основными вертикальными несущими конструкциями подвального этажа (ниже отм. 0.000) служат кирпичные столбы сечением 770x770 мм, выполненные из керамического кирпича марки М150 на цементно-песчаном растворе марки М75, армированные кладочной сеткой через каждые 5 рядов, и наружные стены из фундаментных блоков толщиной 400 мм марки ФБС по ГОСТ 13579-78 с заполнением отдельных участков керамическим кирпичом на цементно-песчаном растворе. Кирпичные столбы взяты в металлическую обойму.

Проектное решение фундаментов кирпичных столбов – отдельностоящие железобетонные стаканного типа с размерами подошвы в плане 2100×2100 мм и толщиной 500 мм, выполненные из бетона класса по прочности на сжатие В15 по слою подготовки толщиной 100 мм из бетона класса по прочности на сжатие В7,5. Фундаменты стен – ленточные монолитные железобетонные из бетона класса по прочности на сжатие В15 с шириной подошвы 1200 мм и толщиной 300 мм. Пол помещений подвала выполнен в виде монолитной железобетонной плиты.

Для установления фактического типа и геометрических размеров фундаментов были открыты три шурфа у кирпичных столбов. Было установлено, что фундаментом кирпичных столбов служит сплошная монолитная железобетонная плита пола толщиной от 300 до 350 мм, армированная продольной рабочей арматурой Ø12А400 с шагом 200 мм в обоих направлениях, расположенной в один ряд с величиной защитного слоя бетона у нижней поверхности плиты от 70 до 140 мм, что не соответствует требованиям рабочего проекта на строительство нежилого здания. Класс бетона по прочности на сжатие соответствует проекту.

Согласно данным инженерно-геологических изысканий, основанием здания служит суглинок коричневого, твердый непросадочный. Грунтовые воды на глубину бурения не обнаружены.

Для проверки прочности плиты пола при опирании на нее кирпичных столбов каркаса был выполнен поверочный расчет с использованием ПК Лира. Плита пола была рассчитана как плита на упругом основании с минимальной толщиной, установленной при вскрытии, равной 300 мм.

Основание моделировалось при помощи коэффициентов постели, при этом глубина сжимаемой толщи определялась в соответствии с приложением Г [3].

Мозаики изгибающих моментов в плите представлены на рис. 1 и 2.

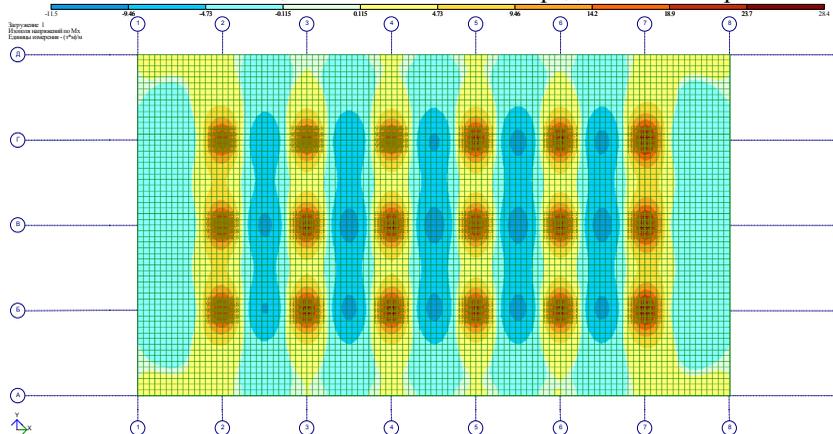


Рис. 1. Изополя изгибающих моментов  $M_x$ , т·м/м

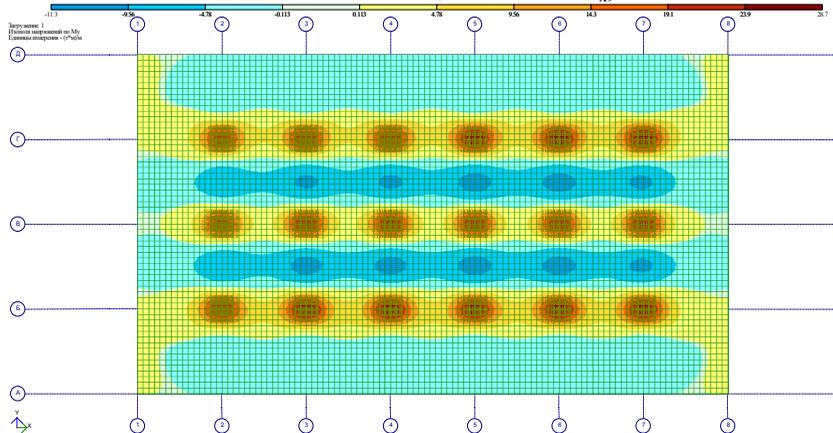


Рис. 2. Изополя изгибающих моментов  $M_y$ , т·м/м

Выполненные поверочные расчеты показали, что несущая способность плиты при ее наименьшей толщине равной 300 мм на действие опорных и пролетных изгибающих моментов не обеспечена практически в 2 раза; прочность плиты на продавливание также не обеспечена.

Наиболее часто при недостаточной несущей способности фундаментной плиты производится ее усиление устройством свай [1] или распределением сосредоточенной нагрузки от колонны по площади

плиты [4]. Одним из вариантов усиления строительных конструкций является трансформация их конструктивной схемы [2]. В данном случае для приведения фундаментов здания в работоспособное состояние было предложено произвести изменение их конструктивной схемы посредством выполнения прорезей в полу на всю высоту сечения вокруг столбов на расстоянии 665 мм от их граней. При этом изменяется расчетная схема фундамента – из монолитной железобетонной плиты трансформируется в центрально нагруженный столбчатый фундамент с размерами подошвы 2100x2100 мм, что соответствует проектным значениям.

Для обеспечения несущей способности плиты на продавливание по периметру столбов устраиваются воротники из швеллеров №20П, включаемые в работу путем обжатия столба с помощью шпилек с последующим обетонированием воротника. Отдельностоящий столбчатый фундамент после усиления представлен на рис. 3.

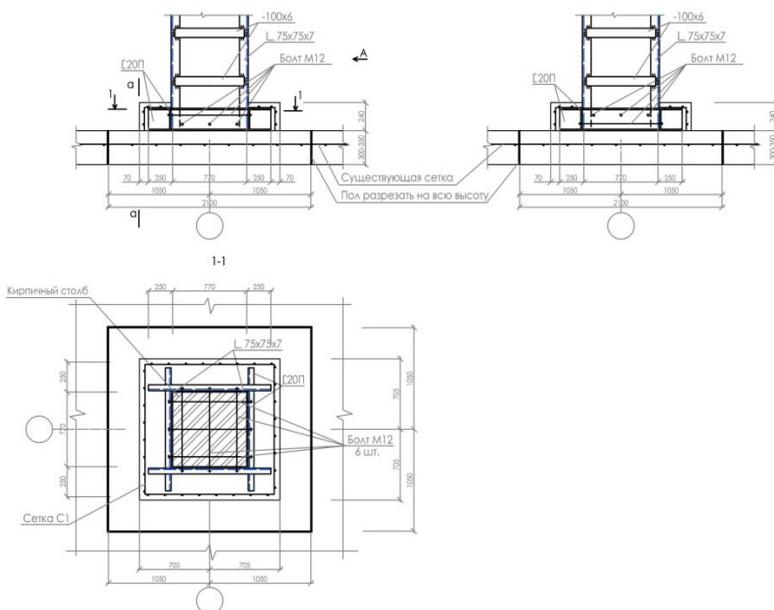


Рис. 3. Отдельностоящий столбчатый фундамент после усиления

Поверочные расчеты отдельностоящего столбчатого фундамента на действие изгибающего момента в расчетных сечениях, а также на продавливание, показали, что прочность сечений обеспечена, давление

под подошвой не превышает расчетного сопротивления основания. Напряжения в швеллерах при условии передачи через них всей нагрузки от кирпичного столба на железобетонный фундамент и напряжения в бетоне под швеллерами не превышают предельных значений.

Трансформация конструктивной схемы фундамента позволила при относительно незначительной стоимости усиления привести фундаменты здания в работоспособное состояние.

#### **Библиографический список**

1. Готман Н.З., Сафиуллин М.Н. Особенности расчета плитных фундаментов, усиленных сваями // Геотехника. 2017. №1. С. 4-9.

2. Меркулов С.И., Татаренков А.И., Дворников В.М. Усиление железобетонных конструкций изменением статической схемы // Вестник белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2013. №5. С. 49-53.

3. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*.

4. Ягофаров Х., Ягофаров А.Х. Опасный дефект фундамента // Вестник уральского государственного университета путей сообщения. 2013. №1. С. 124-132.

## **ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ И УСИЛЕНИЕ СТАЛЬНЫХ АРОК БОЛЬШОГО ПРОЛЕТА**

**Солодов Н.В., канд. техн. наук, доц.**

**Водяхин Н.В., аспирант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Специалистами кафедры строительства и городского хозяйства было выполнено обследование несущих конструкций покрытия центральной арены дворца спорта «Космос», построенного в 80-е годы двадцатого века.

Проект был разработан институтом «Белгородгражданпроект». В качестве исходного проекта для «привязки» к местным условиям был использован экспериментальный проект ЦНИИЭП зрелищных зданий и спортивных сооружений «Закрытый искусственный каток со сборно-разборной трибуной».

Основными пролетными несущими конструкциями покрытия запроектированы стальные арки пролетом 62,0 м и стрелой подъема в ключевом шарнире 22 м. Общая схема плана покрытия показана на рис. 1.

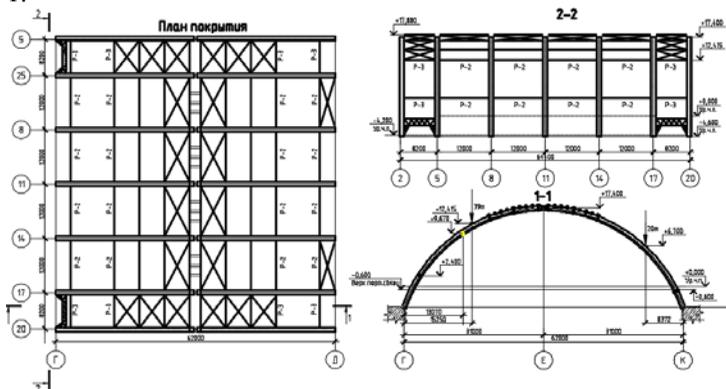


Рис. 1. Общая схема плана покрытия

Основные несущие пролетные конструкции покрытия запроектированы в виде трехшарнирных арок параболического очертания. Уравнение оси арок имеет вид:

$$y = \frac{4f}{l^2}x(l - x) \quad (1)$$

Геометрическая схема и схема нагрузок на арку, в соответствии с проектным решением стадии КМ, даны на рис. 2.

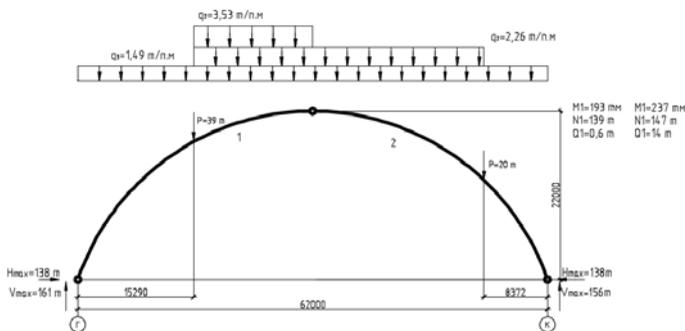


Рис. 2. Геометрическая схема и схема нагрузок на арку

Арка запроектирована сплошного сечения, постоянного по длине. Стадией чертежей КМ предусматривалось П-образное сечение, открытое со стороны нижних полок, с планками. В соответствии с

чертежами КМД принято сквозное сечение в виде двух сварных двутавров, несимметричных относительно горизонтальной оси сечения арки, из-за разной толщины листов полок: 30 мм – у верхних и 25 мм – у нижних полок. В плоскостях полок двутавры объединены в сквозное сечение планками из листового проката. Габаритные размеры сечения арки – 1000 x 1000 мм.

Осмотр состояния поверхности металлоконструкций покрытия центральной арены показал, что это состояние принципиально отличается на опорных участках арок и во всех прочих конструкциях, в том числе – по длине арок между опорными участками [2].

В первом случае, на опорных участках арок, обнаружены глубокие коррозионные повреждения на длине около 1,5 м. Во всех прочих случаях поверхность металлоконструкций окрашена, лишь в некоторых местах имеются признаки замачивания этих металлоконструкций из-за протечек кровли в примыканиях к торцовым стенам по осям 1 и 21, а также из системы трубопроводов внутреннего организованного водоотвода с кровли.

В совершенно иных условиях эксплуатации находятся опорные участки арок, особенно по оси К.

В соответствии с проектным решением, фундаменты и опорные участки арок расположены в прямках, дно которых находится ниже уровня пола первого этажа почти на 5 м. Глубина прямков по оси К составляет около 1,5 м, а по оси Г она переменная: 1,5 м и менее. Для создания поверхности пола часть прямков закрыта съемными щитами из листовой стали.

Во всех прямках их пол и стены находятся в состоянии увлажнения, особенно в прямках по оси К. Некоторые прямки на период обследования были заполнены водой на глубину до 30 см или жидкой грязью: опоры арок в осях 2 – К, 8 – К, 11 – К, 14 – К, 20 – К.

Вода в прямки попадает в результате протечек кровли, из трубопроводов внутреннего водоотвода с нее, а также из двух технологических емкостей с водой, расположенных между осями 8 – 11 и 11 – 14 по оси К. Емкости относятся к технологическому оборудованию по созданию искусственного льда. Вода из емкостей часто переливается через край и попадает в прямки. На поверхности металла арок, стенках прямков имеются отметки, которые свидетельствуют об уровне наполнения прямков водой. Очевидно, что он является переменным. Периодически опорные концы арок оказывались в воде на длине до одного метра и даже более.

В замкнутом пространстве прямков из-за испарения воды создается высокая влажность воздуха (до 100%). Перекрытие прямков щитами пола затрудняет конвекционный воздухообмен, препятствует испарению воды с поверхности опорных участков арок. Все это создает условия для интенсивной коррозии стали [4].

Вместе с тем, в разных прямках наличие воды и высокая влажность воздуха приводит к разным результатам в части коррозии стали. Так, в прямках по осям 2 – К и 20 – К у торцов здания опорные части арок имеют значительно меньшие коррозионные повреждения, чем по осям 8 – К, 11 – К и 14 – К, хотя в этих прямках также имеется вода.

Видимо, на степень агрессивности среды эксплуатации оказывают влияние иные, кроме воды и высокой влажности воздушной среды, факторы. Есть основания полагать, что это технологические факторы, связанные с работой и обслуживанием технологического холодильного оборудования. Возможно, происходит попадание хладагента на опорные участки арок и в прямки.

Визуально было осмотрено более 70% поверхности арок. В арках не обнаружено существенных повреждений коррозией, за исключением участков длиной около 1,5 м со стороны фундаментов.

В результате замеров установлено, что анкерные болты крепления арок к фундаментам по осям 8 – К и 14 – К в результате коррозии имеют диаметр в наиболее тонкой части 17 мм при проектном диаметре 30 мм. Уменьшение по величине диаметра составляет более 40%. Отметим, что эти болты не являются расчетными, их диаметр при проектировании принят конструктивно.

Коррозионные повреждения нижних полок двутавров уменьшили их толщину с 25 мм до 15-16 мм на кромках свесов, до 16-18 мм – на расстоянии 35 мм от кромок. На расстоянии 400-500 мм от торца арки толщина нижней полки составляет около 20 мм [5].

Толщина листа в торцовом сечении арки на его кромке составляет 25 мм при проектном значении 40 мм.

Толщина вертикальных ребер на их свободных кромках составляет около 6 мм при проектном значении 14 мм.

Толщину стенки двутавра определяли сверлением с последующим измерением. На участке, не поврежденном коррозией, фактическая толщина стенки равна 16 мм, что соответствует проектному значению. В отверстиях, просверленных на участках стенок арок в осях 8 – К и 14 – К между вертикальными ребрами опорных частей, замеры толщины

стенки показали величину 12 мм у арки по оси 14 – К и 10,5 мм – у арки по оси 8 – К.

Коррозионные повреждения имеет опорная плита фундамента, центрирующая планка опорного шарнира и ее фиксаторы, анкерные планки и гайки, сварные швы.

Приведенные данные измерений толщин позволяют получить оценочные значения глубины поражения металла коррозией. Характер коррозии можно оценить как поверхностный, неравномерный. Чем ближе к дну прямка (а также на участках, где из-за конструкции опорного узла арки имеются условия, препятствующие испарению влаги) тем сильнее коррозионные повреждения. На удалении от свободных кромок деталей и с удалением от торца арки на 40-50 см степень коррозионных повреждений существенно уменьшается до глубины 1-1,5 мм [7].

По остаточной толщине полок и стенок можно оценить глубину одностороннего повреждения коррозией величиной 4-4,5 мм, а в отдельных случаях (торцовые листы арок) – даже более.

На фотографиях (рис. 3.) хорошо видны многослойные образования продуктов коррозии стали на опорах арок. Поверхность продуктов коррозии на разных участках и в разных слоях имеет богатую, достаточно яркую цветовую гамму: от почти черного, до коричневого разных оттенков, с переходом к светлым оттенкам зеленовато-желтого. Это свидетельствует о сложном механизме коррозии, составные части которого описаны выше. На обследуемом объекте имеет место как водно-кислородная коррозия, так и коррозия в присутствии электролита на основе соли щелочноземельного металла (вероятно, кальция). Причем два этих механизма реализуются в трех средах: в воздушной среде, в водной среде, на границе водно-воздушной среды. Все это и создает условия для интенсивного поражения отдельных деталей коррозией. Поскольку вода в прямках появляется эпизодически, её уровень в прямках непостоянен, то пространственное положение указанных трех сред в разные периоды времени меняется. Это и подтверждается наслоениями продуктов коррозии.

Точное определение характеристик сечений арок на опорных участках, учитывая неравномерную глубину коррозии по контуру сечения в полках и стенках, затруднительно. С учетом полученных при натурном обследовании данных о глубине коррозии, площадь сечения арки на опорных участках в составе сечений двух двутавров можно оценить величиной 400-450 см<sup>2</sup>. Снижение несущей способности при центральном сжатии по критерию прочности тогда составляет 30 – 40%.

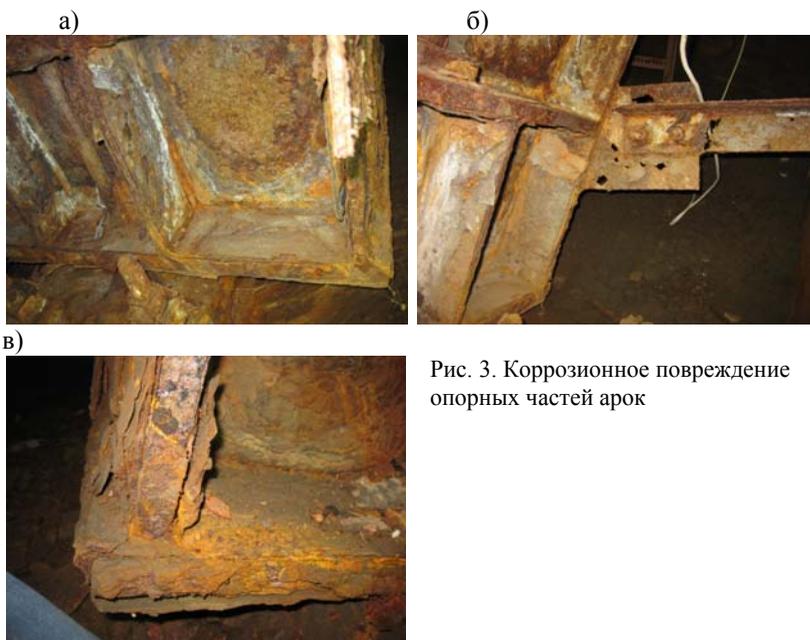


Рис. 3. Коррозионное повреждение опорных частей арок

Уменьшение толщины стенки до 10 – 12 мм формально существенно увеличивает ее гибкость с 60 до 90. Это, в свою очередь ухудшает местную устойчивость стенки. Однако, на участках максимального их повреждения коррозией, стенки двутавров подкреплены вертикальными и горизонтальными ребрами жесткости, которые повышают местную устойчивость стенки.

Сварные швы, которыми приварены детали опорных шарниров арок, расположенные со стороны наружного контура сечения, не являются расчетными, их катеты при проектировании назначены конструктивно. Тем не менее, они обеспечивают совместную работу элементов и деталей опорных участков арок.

При глубине в 2 мм коррозии сварного шва по поверхности со стороны гипотенузы поперечного сечения шва (для шва с катетом 8 мм) площадь среза шва, а, следовательно, и его несущая способность уменьшается на 30-35%.

Для оценки опасности коррозионных повреждений были выполнены поверочные расчеты и конструктивные расчеты арки. Расчетная схема показана на рис. 4.

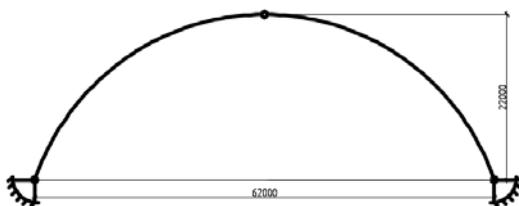


Рис. 4. Расчетная схема арки

Постоянная нагрузка от собственного веса арок и конструкций покрытия принята из проектной документации. Распределенная нагрузка от собственного веса равна 1,49 т/м. Нагрузка от веса конструкций покрытия приложена в виде сосредоточенных сил:  $P=39$  т, приложенной на расстоянии 15,25 м от опоры по оси Г,  $P=20$  т – на расстоянии 8,372 от опоры по оси К; распределенной нагрузки равной 2,26 т/м, приложенной между этими силами.

Проверка прочности и устойчивости элементов арки выполняется для следующих сочетаний усилий:

сочетание 1 (на опоре) –  $N = 254,6$  т,  $M_y=0$  т·м;

сочетание 2 (в пролете) –  $N = 177,3$  т,  $M_y=250,9$  т·м;

сочетание 3 (в пролете) –  $N = 238,0$  т,  $M_y=184,1$  т·м;

Результаты поверочных статических и конструктивных расчетов для удобства анализа представлены в табл. 1.

Таблица 1

**Результаты поверочных статических и конструктивных расчетов**

| Наименование критерия проверки  | Коэффициенты использования в расчетных сечениях |      |      |
|---|---|------|------|
|   | 1   | 2    | 3    |
| Проверка прочности  | 0,18  | 0,68 | 0,58 |
| Проверка устойчивости арки в ее плоскости                             | -   | 0,73 | 0,88 |
| Проверка устойчивости ветви арки между пластинами из плоскости арки   | -   | 0,54 | 0,44 |
| Проверка устойчивости арки из плоскости как сквозного стержня в целом | -   | 0,58 | 0,47 |

Поверочный статический расчет арок учитывает увеличение для г. Белгорода величины снеговой нагрузки.

Наиболее неблагоприятные комбинации усилий при этом такие:  $M_1 = 250 \text{ т}\cdot\text{м}$ ,  $N_1 = 177,3 \text{ т}$  и  $M_2 = 184 \text{ т}\cdot\text{м}$ ,  $N_2 = 238 \text{ т}$ .

При проектировании арок их сечение назначено исходя из двух расчетных комбинаций усилий:  $M_1 = 193 \text{ т}\cdot\text{м}$ ,  $N_1 = 139 \text{ т}$  и  $M_2 = 237 \text{ т}\cdot\text{м}$ ,  $N_2 = 147 \text{ т}$ .

Сопоставление значений усилий показывает, что как изгибающие моменты, так и продольные силы в поперечных расчетах возросли, как и следовало ожидать. Увеличение составляет по максимальным моментам около 5%, а по продольным силам при максимальных моментах – на 20% [8].

В таблице 1 даны значения коэффициента использования наиболее нагруженных сечений без учета повреждения коррозией. Сечения №2 и №3 рассчитаны как внецентренно сжатые, и резерв их несущей способности, минимальный из всех четырех критериев, составляет 27% и 22% соответственно. У сечения №1 резерв равен 82%.

Важно принять во внимание следующее.

Сечения №2 и №3 располагаются по длине арки на тех участках, где нет коррозионных повреждений, поэтому резервы 22% и 27% можно оценить как достаточные.

Сечение №1 принадлежит опорным участкам арок, где коррозионные повреждения максимальны. Поэтому в данном случае резерв несущей способности 82%, без учета повреждений от коррозии, в настоящее время обеспечивает восприятие продольного усилия в опорном сечении.

По проектным данным продольные усилия в опорных сечениях арки равны 212 и 208 т. По данным поперечного статического расчета продольное усилие в опорном сечении увеличилось на 20% и равно 254,6 т. По критерию прочности несущая способность опорного сечения для случая центрального сжатия не исчерпана и с учетом уменьшения толщин полок и стенок двутавров из-за коррозии. Однако ее резерв существенно снизился.

Конструкцией опорной части арки для восприятия продольного усилия в опорном сечении предусмотрена листовая деталь, приваренная к стенкам двутавров по горизонтальной оси сечения. Без учета коррозии эта деталь, при проектной толщине 1,6 см, имеет несущую способность по условию среза около 210 т. Поперечная сила в сечении детали, по данным поперечного статического расчета, равна 177 т. Однако, если учесть возможную коррозию и снижение толщины детали хотя бы на 2 мм, то резервы ее несущей способности по условию среза будут исчерпаны.

Несущая способность четырех сварных швов указанной детали, которыми она приварена к стенкам двутавров и которые воспринимают продольное усилие в опорном сечении, при катете 8 мм, составляет около 350 т, что больше расчетного продольного усилия. Однако, при учете коррозии шва в 2 мм расчетная несущая способность шва уменьшается и становится равной величине расчетного продольного усилия, т.е. резервы несущей способности указанных сварных швов могут быть близки к исчерпанию [11].

В настоящее время сварные швы и листовая деталь, указанные выше, замонументированы бетоном. Бетонная «пробка» не только защищает от коррозии, но и частично разгружает детали и швы опорных узлов.

Несущая способность стенок двутавров, к которым приварена указанная выше деталь, по условию среза, с учетом уменьшенной из-за коррозии толщины стенок до 10 мм, равна около 500 т, что больше действующего продольного усилия 254 т.

Опорные детали фундаментов арок (опорная плита, центрирующая планка и упоры – фиксаторы), как и, в целом, опорные части арок, сильно повреждены коррозией. Располагаются эти детали ближе всего ко дну прямиков, в узком зазоре между наклонным обрезом фундамента и торцом арки.

Зазор частично заполнен отслоившимися продуктами коррозии, мусором, грязью. Доступность для осмотра этих деталей в существующем в период обследования виде невозможна, условия для развития коррозии весьма благоприятные.

Можно полагать, что глубина поражения этих деталей коррозией составляет не менее 4 – 5 мм со стороны каждой открытой поверхности.

Эти детали имеют большую толщину – до 80 мм.

Упоры-фиксаторы предназначены для фиксации положения арки на опорной плите фундамента. Их сечение назначено конструктивно. Однако, эти детали призваны воспринимать возможные воздействия от смещения и углов поворота опорного узла арки из-за осадок и поворотов фундаментов и из-за изменения угла наклона касательной к оси арки при деформировании оси арки под нагрузкой. Большая часть этих деформаций и перемещений уже произошла. Поэтому коррозионные повреждения планок упоров-фиксаторов практически не сказывается на работоспособности опорного шарнира арок.

Однако, сварные швы, которыми эти планки приварены к плитам, следует усилить направлением дополнительного валика со стороны доступных для этого граней (после очистки от коррозии).

Центрирующая опорная планка опорного шарнира работает на сжатие продольной силой в опорном сечении при небольших напряжениях, поэтому коррозионные повреждения для этой детали можно считать не опасными.

Опорная стальная плита фундамента работает на изгиб от действия контактных напряжений под плитой. Толщина плиты по проекту – 80 мм. Резерв ее несущей способности по прочности при изгибе составляет более 50%. Его снижение из-за коррозии не существенное и не влияет на работоспособность опорного шарнира.

С учетом степени коррозионных повреждений арок, их техническое состояние следует оценить как «недопустимое состояние» с тенденцией перехода в аварийное, в случае непринятия мер по исключению действия факторов, вызвавших коррозию [2].

Для восстановления в полной мере эксплуатационной пригодности несущих пролетных конструкций покрытия центральной арены ДС «Космос», обеспечения надежности и безопасной эксплуатации необходимо выполнить усиление опорных частей арок [6].

Это усиление опорных частей арок может быть запроектировано с использованием вариантов технических решений, приведенных на рис. 5.

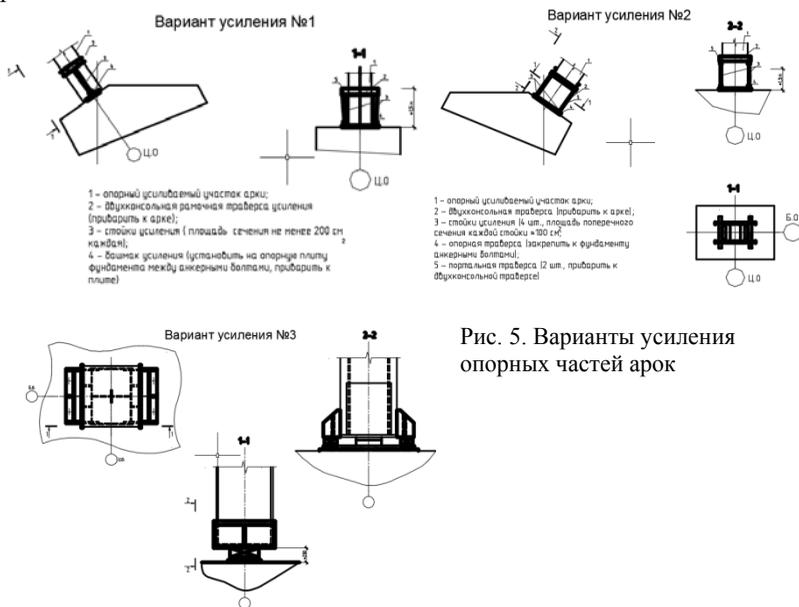


Рис. 5. Варианты усиления опорных частей арок

Предложены следующие технические решения усиления опорных частей арок:

- вариант №1: подведение двух дополнительных стоек усиления с опиранием их на существующую опорную плиту фундамента арки;
- вариант №2: подведение четырех дополнительных стоек усиления с опиранием их на наклонный обрез фундамента и с креплением дополнительными анкерными болтами к фундаменту;
- вариант №3: приварка к опорным частям арок консольных выступов и подведение под них вкладышей для упора в обрез фундамента.

### **Библиографический список**

1. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*. М.: Минрегион России, 2015.
2. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.
3. Диттрих Х. Повышение надежности конструкций зданий при модернизации // Пер. с нем. О.С. Вершининой: Под ред. Л.А. Борисова, В.К. Савина. М: Стройиздат, 2003. 80 с.
4. Лужин О.В., Злочевский А.Б., Горбунов И.А., Волохов В.А. Обследование и испытание сооружений: Учеб. для вузов / Под. ред. Лукина О.В. М: Стройиздат, 1997. 263 с.
5. Бойко М.Д., Мураковский И.А., Величкин В.З. Техническое обследование и ремонт зданий и сооружений: Справ. пособие / Под. ред. Бойко М.Д. М: Стройиздат, 2005. 203 с.
6. Каталог конструктивных решений по усилению и восстановлению строительных конструкций промышленных зданий ЦНИИПромзданий. М., 1987.
7. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений: Госстрой России, 2004.
8. Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Пашинский В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / Под общей ред. Перельмутера. А.В. 3-е изд., перераб. М.: Издательство С, 2009. 528 с.
9. Кудишин Ю.И., Беленя Е.И. Металлические конструкции / Под ред. Ю. И. Кудишина. 10-е издание. М: Академия, 2007. 682 с.
10. Справочник проектировщика в 3 т. Т.1. Общая часть / Под общ. ред. В.В. Кузнецова. М.: издательство АСВ, 2004. 576 с.
11. Солодов Н.В., Водяхин Н.В. Результаты испытаний образца сварного соединения // Наукоемкие технологии и инновации.

Юбилейная международная научно-практическая конференция, посвященная 60-летию БГТУ им. В.Г. Шухова, XXI научные чтения. Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. Белгород. 2014. С. 116-119.

## **ОСНОВЫ ПРИМЕНЕНИЯ ТЕНЗОРЕЗИСТОРОВ В ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЯХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**Фролов Н.В., аспирант**

**Смоляго Г.А., д-р техн. наук, проф.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Прогрессу в строительстве во второй половине прошлого столетия способствовало широкое использование методов и средств натурной тензометрии, которые позволили на высоком уровне решать задачи, связанные с разработкой и внедрением новых видов несущих конструкций. Сложность современных конструктивных элементов и многообразие действующих на них нагрузок в подавляющем большинстве случаев не позволяют в должной степени достоверно определять параметры напряженно-деформированного состояния расчетным путем или моделированием при создании новых оптимальных конструкций; иными словами, новые конструкции не могут быть правильно спроектированы и выполнены без проведения экспериментальных исследований. Это особенно стало очевидным в последние годы, когда наиболее ярко проявилась общая тенденция в капитальном строительстве – стремление к высоким параметрам наряду с постоянно растущими требованиями к улучшению показателей надежности и снижению материалоемкости.

Тензометрией называется способ, позволяющий измерять напряженно-деформированное состояние конструкций [1]. Основные цели тензометрирования: изучение действительной работы конструкций для проверки и оптимизации расчетных схем, совершенствования конструктивной формы; установление фактических внешних нагрузок, статических или функциональных закономерностей их проявления; оценка воздействия на объект исследования различных условий внешней среды; проверка соответствия напряженно-деформированного состояния расчетным данным; определение количественных

показателей надежности конструкций при нормальной эксплуатации и при специальных условиях работы; изучение влияния технологических решений при изготовлении конструкций на их прочность и надежность.

Методы тензометрии основаны на изучении и измерении деформаций, что, в большинстве случаев, дает возможность оценки напряженного состояния [2, 3].

Действие электрических тензометров основано на изменении параметров электрической цепи тензометра (сопротивления, емкости или индуктивности) или генерирования электрических сигналов в соответствии с изменяемой деформацией. Отсюда можно назвать следующие виды электрических тензометров: сопротивления, индуктивные, емкостные, пьезоэлектрические и индукционные.

Из указанных выше электрических тензометров наибольшее распространение в экспериментальных исследованиях строительных конструкций получили тензометры сопротивления – тензорезисторы, действие которых основано на принципе изменения сопротивления металлов и полупроводников под действием деформаций.

Чувствительные элементы тензорезисторов могут быть выполнены в виде петлеобразной решетки из тонкой проволоки или фольги, в виде пластинки монокристалла из полупроводникового материала. Чувствительные элементы могут быть также образованы напылением в вакууме полупроводниковой пленки и другими способами.

Чувствительный элемент обычно прикрепляют к основе из изоляционного материала (бумага, пленка, ткань и др.) с помощью связующего (клея, смолы), которые передают деформацию чувствительному элементу. На объекте исследования основу закрепляют также посредством связующего. Для электрического соединения тензорезистора с измерительными схемами имеются выводы.

Особенность тензорезистора состоит в том, что его чувствительный элемент (решетка), как правило, имеет механическую связь с объектом исследования по всей длине измерительной базы.

Чувствительность тензорезисторов к деформациям характеризуется отношением его сопротивления под действием деформации к величине относительной деформации. Широкое распространение тензорезисторов как универсального средства измерения деформаций объясняется возможностью: измерения деформаций при разных размерах базы, начиная с десятых долей миллиметра; дистанционных измерений в большом числе точек; измерений в широком диапазоне температур при самотермокомпенсации или автоматической схемной компенсации;

измерений при самых различных внешних условиях (влажность, давление, ионизирующие излучения и др.), неблагоприятных для других измерительных средств; изменения многокомпонентных деформаций на локальных участках объекта исследования.

Они также имеют незначительную массу, широкий частотный диапазон, включающий статические деформации и низкий порог реагирования, высокую надежность и сравнительно низкую стоимость.

Тензорезисторам свойственны и некоторые недостатки: невозможность индивидуальной градуировки; возможность только одноразового использования; относительно невысокая чувствительность и относительно низкий уровень выходных сигналов.

Однако эти недостатки не помешали широкому использованию тензорезисторов как самого массового и универсального средства экспериментальных исследований строительных конструкций.

Для мониторинга напряженно-деформированного состояния строительных конструкций (бетона, арматуры, металла и др.), используются специальные измерительные комплексы (например, ТЕРЕМ-4.1). Они обеспечивают сбор и регистрацию во времени показаний тензорезисторов.

Традиционно измерительные комплексы включают в свой состав:

- *регистрирующий блок (центральное устройство)* – управляет работой измерительных модулей, собирает поступающую от них информацию и архивирует её в памяти, связан с измерительными модулями единой линией связи. В состав измерительного комплекса обычно входит только один регистрирующий блок (устройство).

- *измерительные модули* – преобразуют сигналы тензорезисторов в цифровой код, производят вычисления и передают информацию на регистрирующий блок. В состав комплексов может входить множество измерительных модулей.

- *датчики физических величин* – тензодатчики и др.

Рекомендации по наклейке тензорезисторов зависят от типа тензорезистора, вида основы, вида клея, возможности создания усилия, прижимающего тензорезистор к конструкции в период приклеивания. Наилучшая толщина клеевого шва – до 0,2 мм, при этом деформации поверхностного слоя конструкции и тензорезистора равны.

Качество проклейки всей поверхности тензорезистора оказывает большое влияние на погрешность измерений. При наличии непроклеенных мест (что бывает, если после приклейки тензорезистор не прижат к поверхности конструкции) деформация решетки

тензорезистора отличается от деформации поверхностного слоя элемента конструкции, и возникают дополнительные погрешности.

Обычно заводы-изготовители тензорезисторов по заказу потребителя вместе с партией датчиков поставляют и клей для их установки с подробной инструкцией по нанесению клея и его сушке.

Для решения конкретных задач тензометрирования выпускаются датчики с различной комбинацией составляющих системы «тип решетки - тип подложки - тип клея».

Срок хранения клея обычно значительно меньше срока хранения тензорезисторов. Замена клея на другой тип требует проведения самых серьезных метрологических исследований. Многие клеи общего назначения могут не обладать достаточной стабильностью, гарантирующей точное измерение деформаций.

В отсутствие клея, поставляемого заводом с тензорезисторами, и в случае истечения его срока годности, для наклейки тензорезисторов при испытаниях в нормальных условиях рекомендуется использовать доступный однокомпонентный цианокрилатный клей.

Когда необходимо использовать длинные выводные провода от тензорезисторов к измерительному комплексу существенно упрощают задачу измерений переходные колодки.

Колодки устанавливаются между соединительным кабелем и самим тензорезистором. Это способствует идеальному соединению тензорезистора с удаленным измерительным модулем, т.к. разгружает выводные провода контактных площадок тензорезисторов от механических нагрузок длинных проводов. Колодки приобретаются совместно с тензорезисторами либо изготавливаются самостоятельно (например, на кусочках односторонней печатной текстолитовой платы).

Переходные колодки на исследуемый объект устанавливаются таким же способом, как и тензорезисторы.

Общий вид приклеенных тензорезисторов показан на рис. 1.

*Наклейка тензорезисторов на бетонную поверхность.* Отметим, что база тензорезисторов для измерения деформаций бетонных поверхностей должна быть не менее 3-х больших размеров фракции крупного заполнителя. К примеру, для тензометрирования напряженно-деформированного состояния конструкций, выполненных из бетона с добавлением гранитного щебня фракции 5-20 мм, длина базы тензорезистора должна быть не менее 60 мм.

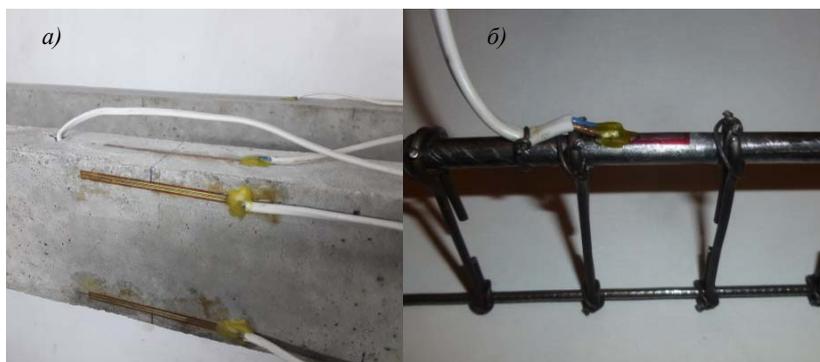


Рис. 1. Тензорезисторы, установленные на бетонной поверхности (а) и арматуре (б)

Общий порядок действий при наклейке тензорезистора на бетонную поверхность следующий: бетонную поверхность щеткой очищают от пыли, грязи, побелки и пр.; гипсовым раствором заделывают глубокие раковины в бетоне; после высыхания затвердевшего гипса участок наклейки зачищают шлифовальной шкуркой до получения гладкой поверхности; поверхность обезжиривают ватным тампоном, смоченным в ацетоне или толуоле, затем промывают спиртом; в необходимом направлении поверхность покрывают тонким слоем клея, который хорошо высушивают; наносят клей и прикладывают тензорезистор, который сразу же через фторопластовую или триацетатную пленку проглаживающим усилием пальца от середины к краю вдоль оси придавливают к подготовленной поверхности, удаляя излишки клея; проверяют качество наклейки и правильность положения тензорезисторов относительно разметочных рисок; проверяют также прямолинейность нитей решетки, сопротивление и уровень изоляции тензорезисторов относительно исследуемой поверхности; приклеивают переходные колодки; к колодкам припаивают выходные провода тензорезисторов и соединительные провода измерительного комплекса; производят защиту соединительной колодки и тензорезистора от влаги, механических воздействий и пр.; проверяют сопротивление на концах соединительных проводов.

*Наклейка тензорезисторов на металлические части испытываемых конструкций и стальную арматуру.* База тензорезисторов для измерения деформаций металлических

поверхностей обычно не превышает 20 мм. Общий порядок действий при наклейке следующий: исследуемые стальные поверхности зачищают от ржавчины, окалины, краски, пыли, грязи и пр.; участок наклейки зачищают шлифовальной шкуркой до получения блестящей поверхности (на арматуре периодического профиля предварительно на этом месте срезают выступы); зачищенную поверхность протирают ацетоном, а затем спиртом; на подготовленный участок наносят тонкий слой клея и сушат; тензорезистор ориентируют по разметочным рискам в месте установки и прикладывают к поверхности; поверх тензорезистора укладывают фторопластовую или триацетатную пленку, после чего пальцем, перемещаясь вдоль оси от середины к краям, прижимают тензорезистор, удаляя излишки клея; проверяют качество наклейки и правильность положения тензорезисторов относительно разметочных рисок; проверяют сопротивление и уровень изоляции тензорезисторов относительно стали; приклеивают переходные колодки; к колодкам припаивают выходные провода тензорезисторов и соединительные провода измерительного комплекса; производят защиту соединительной колодки и тензорезистора от влаги, механических воздействий и пр.; проверяют сопротивление на концах соединительных проводов.

#### **Библиографический список**

1. Дайчик М.Л., Пригоровский Н.И., Хуршудов Г.Х. Методы и средства натурной тензометрии: Справочник. М.: Машиностроение, 1989. 240 с.
2. Мехеда В.А. Тензометрический метод измерения деформаций: учеб. пособие. Самара: Изд-во Самар. гос. аэрокосм. ун-та, 2011. 56 с.
3. Серьезнов А.Н., Шашурин А.К. Методы и средства измерений в прочностном эксперименте. М.: Изд-во МАИ, 1990. 200 с.

## **НАПРАВЛЕНИЕ 5. МАТЕРИАЛОВЕДЕНИЕ И ЭФФЕКТИВНЫЕ МАТЕРИАЛЫ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

### **ИССЛЕДОВАНИЕ СВОЙСТВ ДОЛОМИТА МЕСТОРОЖДЕНИЯ ШОРСУ**

**Алабидинова О.А., магистрант**  
**Игамбердиев Б.Г., ассистент**  
*Ферганский политехнический институт,  
г. Фергана, Республика Узбекистан*

Одно из главных направлений экономического развития Республики Узбекистан – освоение и комплексное использование природных ресурсов, создание конкурентоспособных импортозамещающих продуктов на базе местных сырьевых ресурсов.

Аммиачная селитра является одним из основных азотных удобрений, производимых в Узбекистане, но его основной недостаток – способность при определенных условиях воспламеняться с последующей детонацией. Этот факт послужил причиной ряда катастроф и инцидентов, связанных с аммиачной селитрой, например на складе химического предприятия в г. Тулуз, серия взрывов в Юго-Восточной Азии. Поэтому в некоторых странах запрещено использование аммиачной селитры в сельском хозяйстве.

По данным ГАК «O'zkiimyosanoat» ежегодно затраты на спецсопровождение каждой партии аммиачной селитры от завода до поля составляют около 3 750 тыс. долларов. Таким образом, перед производителями аммиачной селитры стоит актуальная задача перехода на выпуск удобрений на базе аммиачной селитры, сохраняющих ее агрохимическую эффективность с существенно большей устойчивостью и стабильностью к внешним воздействиям,

Исследованиями доказано, что введение магниевой добавки, как дополнительного компонента в производстве аммиачной селитры позволило улучшить питательные свойства удобрения, значительно увеличить его фазовую стабильность при использовании бинарных добавок, включающих нитрат калия и нитраты магния. Также обработка аммиачной селитры нитратом магния способствует уменьшению или же полной ликвидации её взрывоопасного свойства.

Так как в Узбекистане мало исследованных месторождений магнезита, в качестве добавки используется привозной магнезит. Но Узбекистан располагает огромными запасами других магнийсодержащих минералов. Извлечение из их состава магния в виде активного соединения и стало основной целью исследования авторов.

Доломит – природный магнийсодержащий материал, в состав которого входят карбонаты магния и кальция и примеси, придающие цвет. Состав доломита не однороден. Содержание компонентов колеблется и зависит от месторождения, а также уровня залегания пластов природного сырья.

Месторождения доломита в Узбекистане имеются в Бухарской, Самаркандской, Навоинской, Ферганской, Наманганской, Ташкентской и Кашкадарьинской областях. Так в месторождении «Джаркак» запасы доломита составляют 92475 тыс. м<sup>3</sup> (по слою № 692475 тыс. м<sup>3</sup>), «Кармана» запасы доломитов составляют 11,75 млн. м<sup>3</sup>, «Ирлик» (CaO – 31,40; MgO – 20,16; CO<sub>2</sub> – 47,16) запасы карбонатных пород – 18 млн. м<sup>3</sup>, «Мурунтау» (CaO – 32,61; MgO – 22,20; CO<sub>2</sub>– 45,26) запасы доломитов составляют 75 млн. м<sup>3</sup>, «Бесапан» (CaO – 32,20; MgO – 20,80; CO<sub>2</sub>– 45,60) запасы доломитов– 72 млн. м<sup>3</sup>.

Месторождение Шорсу – является источником доломитов, который характеризуется специфическим минералогическим составом.

Привезенный для лабораторных опытов Шорсуинский доломит представлял собой куски различных форм и размеров. В общей массе, кроме крупных кусков было много мелких кусочков, а также часть доломита в виде порошка. Образцы были светло-серого и бледно-розового цвета.

Исследование, прежде всего, началось с анализа образцов.

Химический состав доломитов м.р. «Шорсу» приведен в таблице 1.

*Таблица 1*

**Химический состав образцов доломитов (масс. %)**

| Содержание в % на воздушно сухое вещество |       |                                |                                      |      |                  |      |                  |                   |                  |                               |                      |                 |
|---|-------|--------------------------------|--------------------------------------|------|------------------|------|------------------|-------------------|------------------|-------------------------------|----------------------|-----------------|
| CaO                                       | MgO   | Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> + FeO | FeO  | SiO <sub>2</sub> | MnO  | TiO <sub>2</sub> | Na <sub>2</sub> O | K <sub>2</sub> O | P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> | SO <sub>3</sub> общ. | CO <sub>2</sub> |
| 31,48                                     | 19,17 | 0,32                           | 0,29                                 | 0,25 | 2,87             | 0,01 | 0,02             | 0,05              | 0,15             | 0,03                          | 0,3                  | 45,0            |

Доломит м.р. «Шорсу», кроме химического анализа, был подвергнут физико-химическим методам анализа.

Данные рентгенофазового анализа подтверждают результаты химического анализа о высоком содержании карбонатов кальция и магния в сырье (рис. 1).

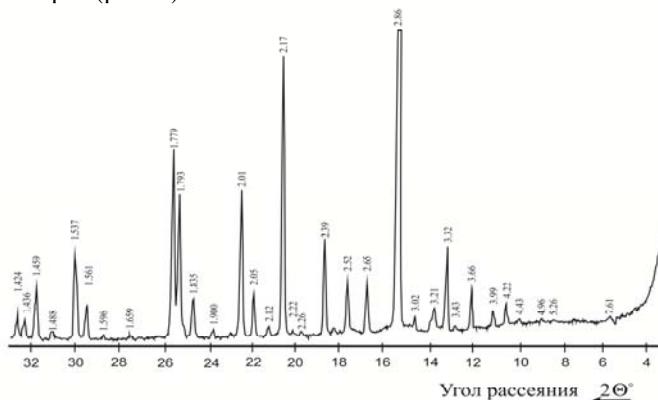


Рис 1. Рентгенограмма доломита м.р. «Шорсу»

На рентгенограммах проб идентифицируются все дифракционные отражения доломита (0,410; 0,368; 0,288; 0,143...) nm и отражения кварца (0,424; 0,334; 0,222; 0,218; 0,181...) nm невысокой интенсивности [1].

Отмечаются слабоинтенсивные линии кальцита (0,303; 0,190...) nm и глинистых минералов (0,761; 0,321...) nm.

Анализ дериватограммы образца доломита «Шорсу» приведен в таблице 2.

Таблица 2

**Дериватографические данные термоллиза доломита м.р. «Шорсу»**

| Температурный интервал эффекта, °С | Пик эффекта, °С | Убыль массы, % | Общая убыль масс, % | Природа термоэффекта | Образующиеся соединения                           |
|------------------------------------|-----------------|----------------|---------------------|----------------------|---|
| 1                                  | 2               | 3              | 4                   | 5                    | 6   |
| 70-160                             | 150             | 0,77           | 0,77                | эндотермическая      | удаление адсорбционной воды                       |
| 160-350                            | 310             | 1,59           | 2,38                | эндотермическая      | удаление конституционной воды                     |
| 350-522                            | 410             | 0,40           | 2,78                | эндотермическая      | распад доломита на $\text{CaCO}_3, \text{MgCO}_3$ |
| 522-742                            | 711             | 3,57           | 6,35                | экзотермическая      | диссоциация $\text{MgCO}_3$                       |

Окончание таблицы 2

| 1       | 2   | 3     | 4     | 5               | 6                             |
|---------|-----|-------|-------|-----------------|-------------------------------|
| 742-820 | 770 | 6,59  | 13,94 | экзотермическая | диссоциация CaCO <sub>3</sub> |
| 820-918 | 890 | 32,54 | 46,48 | эндотермическая | диссоциация CaCO <sub>3</sub> |

На кривой нагревания образца доломита обнаружены четыре эндотермических эффекта при 150, 310, 410, 890°С и два экзотермических эффекта при 711 и 770°С.

Первые три эндотермических эффекта протекают в интервалах температур 70-160, 160-350, 350-522°С и потери массы составляют 0,77, 1,59, 0,40% соответственно. Последующие два экзотермических эффекта также сопровождаются уменьшением массы. В диапазоне температур 522-742; 742-820°С убыль массы составляет 3,57% и 6,59% соответственно. Характер последнего эндотермического эффекта обусловлен интенсивным разложением карбонатов с образованием оксида кальция и магния. Уменьшение массы в интервале температуры 820-918°С по кривой ТГ составляет 32,54%. Общая потеря массы в диапазоне 70-918°С составляет 46,48%.

На основании изученных свойств выдаются исходные данные для проектирования размеров выпускных отверстий, углов наклона стенок, расположения направляющих лотков, разгрузочных устройств и приспособлений, стимулирующих процесс выгрузки.

С этой целью были проведены исследования по изучению таких технологических показателей как: гранулометрический состав, влажность, плотность, насыпной вес, естественный угол откоса, текучесть образцов доломита м.р. «Шорсу» (табл. 3, табл. 4).

Таблица 3

**Гранулометрический состав доломита м.р. «Шорсу»**

| Зернистость, % |            |            |           |             |         |
|----------------|------------|------------|-----------|-------------|---------|
| 10 < 5мм       | -5 ÷ +3 мм | -3 ÷ +2 мм | -2 ÷ 1 мм | -1 ÷ 0,5 мм | >0,5 мм |
| 23,8           | 11,0       | 8,5        | 14,9      | 6,6         | 35,2    |

**Изменение физико-механических свойств доломита м.р.  
«Шорсу» в зависимости от влажности**

| Технологические показатели         | Влажность, % |           |           |
|------------------------------------|--------------|-----------|-----------|
|                                    | 1,0 – 1,5    | 2,0 – 2,2 | 2,4 – 2,5 |
| Плотность (ср.), г/см <sup>3</sup> | 2,74         | 2,80      | 2,83      |
| Насыпной вес, г/см <sup>3</sup>    | 1,23         | 1,26      | 1,31      |
| Естественный угол откоса, град     | 39,6         | 41,1      | 42,2      |
| Текучесть, сек                     | 15,0         | 18,0      | 20,0      |

К числу параметров, позволяющих оценивать подвижность частиц сыпучего материала, относится угол естественного откоса его свободной поверхности. Чем меньше угол откоса, тем большей подвижностью обладают частицы сыпучей среды. Кроме того, величины угла откоса позволяют правильно выбрать размеры хранилищ, определить контур свободного насыпного материала на несущем элементе транспортной установки [2].

Насыпной вес характеризует подвижность доломитных частиц сыпучей среды и необходим для определения основных параметров ее движения в емкости хранения, а также режимов истечения через разгрузочные устройства бункеров, силосов, питателей. Определение значения насыпного веса доломита необходимо для определения основных размеров бункеров, производительности транспортирующих и дозирующих устройств, расчета давлений, оказываемых сыпучим материалом на стенки и затворы сосудов.

Исследования показали, что по свойствам доломит месторождения Шорсу мало отличается от других доломитов и в будущих исследованиях по извлечению соединений магния трудностей не предвидится.

### Библиографический список

1. Khamrakulov Z.A., Askarova M.K., Tukhtaev S. Preparation of calcium-magnesium chlorate defoliant from dolomite Ж. // Journal of Chemical Technology and Metallurgy. Sofia, 2015, Vol. 50, ISSN 1, pp. 65-70.
2. Хамракулов З.А., Тухтаев С., Аскарлова М.К. Получение хлорат кальций-магниевый дефолианта из доломита. // Химический журнал Казахстана. Алматы, 2015. №3. С 164-170.

## **О ВОЗМОЖНОСТИ ПОЛУЧЕНИЯ ЭФФЕКТИВНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОМПОЗИТОВ ПОВЫШЕННОЙ ЖАРОСТОЙКОСТИ НА ОСНОВЕ КОМПОЗИЦИОННОГО ГИПСОВОГО ВЯЖУЩЕГО**

**Алехин Д.А., аспирант**

**Череватова А.В., д-р техн. наук, проф.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Прогресс строительного материаловедения и строительной индустрии в условиях рыночной экономики и выход на передовые позиции возможны только на базе современных наукоемких и высоких технологий, основанных на научных методиках проектирования и оптимизирования составов строительных смесей. Такие методики должны обеспечивать высокое качество продукции, ее экологическую безопасность, эффективное использование сырья, экономию энергии, возможности применения новых высокодисперсных добавок-наполнителей, улучшающих структуру материала и экономящих самый дорогой компонент строительных смесей – вяжущее (цемент) при одновременном улучшении эксплуатационных свойств.

Одной из главных задач, стоящих сегодня перед строительной отраслью, является разработка строительных материалов с высокими технико-эксплуатационными характеристиками. Однако, обеспечение устойчивого развития и повышения технико-экономической эффективности отечественного производства строительных материалов и жилищно-гражданского строительства связано с необходимостью решения ряда проблем, таких как:

– снижение материалоемкости возводимых зданий – отечественные кирпичные и панельные дома имеют среднюю приведенную массу соответственно 2,5 и 2,0 т/м<sup>2</sup> общей площади, в то время как в мировой практике жилые и общественные здания имеют менее 1 т/м<sup>2</sup> общей площади;

– снижение материал- и энергоемкости, экологической нагрузки на окружающую среду;

– повышение производительности труда в производстве строительных материалов и строительстве, пожаробезопасности и санитарно-гигиенической комфортности помещений.

Расширение производства и применения гипсовых вяжущих и их композитов позволяет в определенной мере решить многочисленные

проблемы в совокупности, производство которых на сегодняшний день требует расширения диапазона их использования и обновления технологических решений на основе последних научных достижений.

Однако, следует отметить тот известный факт, что природа структурообразования гипсового вяжущего исключает возможность его применения в условиях резкого температурного перепада или большого температурного градиента.

В связи с этим, необходимо применение современных технологических подходов, позволяющих управлять структурообразованием на микро- и наноуровне для создания эффективных бесцементных композиционных гипсовых вяжущих и материалов на их основе, способных активно сопротивляться температурному воздействию и имеющих более широкий спектр областей практической реализации.

К перспективным материалам нового поколения относятся наноструктурированные вяжущие негидратационного типа твердения (НВ), которые могут применяться для производства композитов строительного и специального назначения. Энергосберегающая и экологически безопасная технология атермального синтеза данного вяжущего, его неограниченный срок хранения и значительный температурный интервал эксплуатации говорят о несомненных преимуществах НВ [3].

В связи с этим представляется актуальной разработка композиционного гипсового вяжущего, способного активно сопротивляться высокотемпературному воздействию, путем проектирования рациональных составов композиций с применением НВ.

Целью проведенных исследований являлась оценка возможности создания жаростойких строительных материалов на основе композиционного гипсового вяжущего (КГВ) с применением наноструктурированного кремнеземного компонента (НКК) в расширенном диапазоне его концентраций [2].

В качестве вяжущего использовался гипс строительный марки Г–5 БП – гипс прочностью 5 МПа, нормально твердеющий (Б), среднего помола (индекс П), производства ООО «Адиюх – 1», Карачаево-Черкесская Республика. В качестве компонента вводилось наноструктурированное  $\text{SiO}_2$  – вяжущее (НВ) в виде НКК в интервале от 10 до 90 (% вес.) по сухому веществу. Это вяжущее получали путем помола кварцевого песка по мокрому способу в шаровой мельнице.

Экспериментальные составы КГВ формировались в виде образцов-балочек размером 4x4x16 см. Процесс твердения проходил в естественных условиях при температуре 22±2 °С в течение 2-х часов, после чего образцы вяжущего были высушены при температуре 35°С, в течение суток.

Определение прочностных характеристик – предела прочности на сжатие и растяжение при изгибе, проводились на прессе гидравлическом ПГМ 100, при средней скорости нарастания нагрузки при испытании образцов 10±5 кг/см<sup>2</sup> в секунду. Полученные при испытании на изгиб половинки балочек использовались для определения прочности на сжатие. Половину образца-балочки помещали между двумя пластинами так, чтобы боковые грани образца совпадали с поверхностью пластин, а упоры пластин плотно прилегали к торцовой поверхности образца. Образец с пластинами помещали между плитами пресса и равномерно нагружали до разрушения.

Экспериментальные составы и их основные характеристики представлены в табл. 1. Анализ полученных данных по основным эксплуатационным характеристикам экспериментальных составов позволил сделать следующие выводы: введение НВ от 30–70 % снижает прочностные свойства от 4,3 до 1,5 МПа, при этом увеличивает время твердения и водогипсовое отношение, по сравнению с контрольным составом. Введение НВ в количестве 80–90 % снижает прочностные свойства в 6 раз, замедляет сроки твердения до 2–х суток, увеличение плотности в 1,5 раза по сравнению с контрольным составом, из чего следует, что данные составы не соответствуют требуемым характеристикам.

Результаты испытаний эксплуатационных свойств экспериментальных составов представлены в табл. 1.

*Таблица 1*

**Физико-механические характеристики композиционного наноструктурированного гипсового вяжущего**

| № п/п | Наименование показателей                       | Содержание НВ в КГВ, % |      |       |      |      |     |      |      |
|-------|--|------------------------|------|-------|------|------|-----|------|------|
|       |  | 0                      | 30   | 40    | 50   | 60   | 70  | 80   | 90   |
| 1     | 2  | 3                      | 4    | 5     | 6    | 7    | 8   | 9    | 10   |
| 1     | Предел прочности на сжатие, МПа                | 13,28                  | 11,9 | 10,45 | 8,53 | 8,49 | 6,6 | 4,02 | 2,26 |
| 2     | Предел прочности на растяжение при изгибе, МПа | 2,9                    | 4,3  | 3,7   | 3,0  | 2,7  | 1,9 | 1,3  | 0,7  |

Окончание таблицы 1

| 1 | 2                            | 3      | 4      | 5      | 6      | 7      | 8      | 9           | 10          |
|---|------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------------|-------------|
| 3 | Плотность, кг/м <sup>3</sup> | 1178,4 | 1267,9 | 1309,5 | 1331,8 | 1399,5 | 1481,4 | 1529,8      | 1651,7      |
| 4 | Водогипсовое отношение       | 0,57   | 0,68   | 0,75   | 0,89   | 1,08   | 1,42   | 2,08        | 3,08        |
| 5 | Время твердения, начало      | 8'35"  | 17'15" | 21'25" | 26'28" | 32'5"  | 38'18" | 44'48"      | 52'55"      |
| 6 | Время твердения, конец       | 16'25" | 27'25" | 33'20" | 38'50" | 44'10" | 52'5"  | более 1000' | более 1000' |

На основе полученных данных были разработаны экспериментальные составы. Анализ основных физико-механических характеристик образцов материала показал, что введение НВ от 30 до 70% дает наивысшие значения. Таким образом, установлено, что оптимальное содержание НВ в системе составляет 30–70 %.

Параллельно была заформована серия аналогичных составов КГВ, и каждый состав подвергался термообработке в муфельной печи при различных температурах, а именно 600°C; 800 °C; 1000 °C. Изотермическая выдержка составляла 5 часов. Результаты прочности на сжатие термообработанных составов представлены на рис. 1

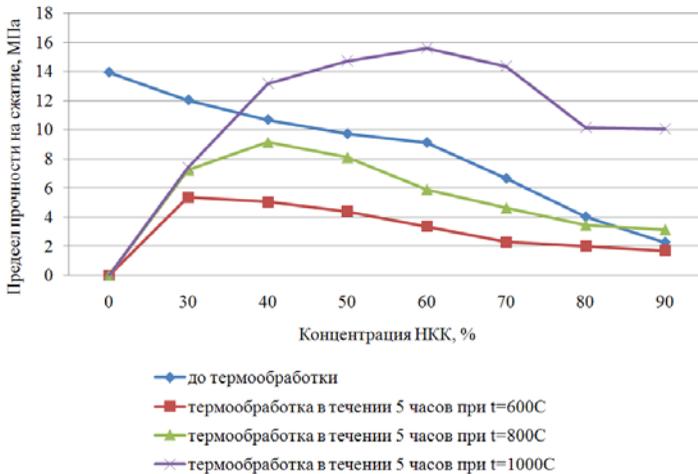


Рис. 1. Влияние концентрации НВ на прочностные показатели КГВ при термообработке

Анализ результатов определения прочностных характеристик экспериментальных составов до и после термообработки показал, что положительный результат наблюдается при содержании НВ в системе

от 30 до 70 % [1]. У контрольного состава после воздействия высокой температуры присутствуют существенные деформации, из-за которых образцы не подлежат исследованию (рис. 2).



Рис. 2. Влияние термообработки ( $t = 1000\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) на:  
1 – гипсовое вяжущее; 2 – композиционное гипсовое вяжущее

Дальнейшее увеличение содержания НВ в системе нецелесообразно, так как происходит снижение прочности, что может быть объяснено перенасыщением системы твердой фазы.

Минеральный состав экспериментальных составов, полученный полнопрофильным количественным РФА, представлен в табл. 2. Согласно приведенным данным, результатом взаимодействия гидратирующего гипсового вяжущего с активным коллоидным кремнеземным компонентом НВ является формирование сульфосиликатной фазы – гидроксизеллестадита.

Таблица 2

#### Минеральный состав вяжущих

| Минеральная фаза    | Концентрация НВ (вес.%) |          |          |          |
|---------------------|-------------------------|----------|----------|----------|
|                     | Контроль (0 НВ)         | 30 НВ    | 50 НВ    | 70 НВ    |
| Кварц               | 1,5±0,1                 | 33,1±1,6 | 53,5±7,3 | 67,5±3,6 |
| Гипс                | 87,9±0,6                | 55,8±3,4 | 36,7±4,7 | 28,2±2,3 |
| Бассанит            | 5,7±0,6                 | 4,5±0,4  | 1,64±0,2 |          |
| Кальцит             | 1,5±0,1                 | 3,1±0,4  | 3,3±0,4  | 3,0±0,3  |
| Гидроксизеллестадит |                         | 3,5±1,5  | 4,8±1,6  | 1,4±0,7  |

Анализ микроструктуры, выполненный на сканирующем электронном микроскопе, показал, что структура контрольного состава отличается наличием более крупных кристаллов, с контактами срастания в отдельных точках (рис. 3).



жаростойких строительных материалов на основе композиционного гипсового вяжущего (КГВ) с применением НКК в расширенном диапазоне его концентраций.

Номенклатура гипсовых материалов, на основе КГВ, может быть довольно широка: плиты, профильные и малые архитектурные изделия для внутренней отделки зданий, стеновые и перегородочные камни и плиты, панели гипсобетонные для перегородок, блоки и панели наружных стен, вентиляционные блоки, панели перекрытий и покрытий, декоративные изделия. Также сюда относятся листы гипскартонные, гипсоволокнистые для внутренней отделки, карнизы, плафоны, сухие строительные смеси.

Ниже приведены некоторые из них:

1. *Гипсобетонные плиты*. Они могут быть как сплошными, так и пустотелыми, размером 0,8×0,4 м при толщине 80–100 мм.

2. *Листы гипскартонные (сухая гипсовая штукатурка)*.

Гипскартонные листы также могут служить в качестве огнезащитной облицовки для внутренней отделки.

3. *Гипсобетонные камни*. Такие камни могут быть использованы для кладки стен. Также могут изготавливаться на производстве гипсобетонные изделия для перекрытий: самонесущие плиты и несущие гипсобетонные камни.

### **Библиографический список**

1. Жерновский И.В., Череватова А.В., Войтович Е.В., Ксенофонов А.Д. Жаростойкость композиционного вяжущего системы  $\text{CaO-SO}_3\text{-SiO}_2\text{-H}_2\text{O}$  // Строительные материалы. 2014. №7. С. 57–61.

2. Строкова В.В., Череватова А.В., Жерновский И.В., Войтович Е.В. Особенности фазообразования в композиционном наноструктурированном гипсовом вяжущем // Строительные материалы. 2012. № 7. С. 9–12.

3. Череватова А.В., Жерновский И.В., Строкова В.В. Минеральные наноструктурированные вяжущие. Природа, технология и перспективы применения. LAM LAMBERT Academic Publishing GmbH&Co. KG. Saarbrücken. 2011. 170 с.

## УТИЛИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОТХОДОВ

**Ахмед Ахмед Анис Ахмед, аспирант**  
**Аль-Бу-Али Уатик Саед Джасаам, аспирант**  
*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г.Шухова, г. Белгород, Россия*

Объектом исследования являются российские и зарубежные научные изыскания и публикации, нормативно-правовые документы по вопросам утилизации строительных отходов, существующий российский и зарубежный опыт утилизации строительных отходов. Строительные отходы являются щебнем в результате военных действий и сноса различных объектов. Эти отходы сбрасываются и накапливаются ежегодно в больших количествах, потому что они очень долговечны и не разлагаются и, следовательно, становятся все более серьезной проблемой загрязнения ежегодно во всем мире (рис. 1). В Швеции, например, производится 1,5 млн. тонн строительных отходов. Польша производит три с половиной миллиона тонн в год, но повторное их использование не превышает 5%, а остальное сбрасывается на полигоны отходов [1].

Одним из способов повторного использования этих отходов является использование их вместо обычного или частичного заполнителя для получения нового бетона путем дробления чистых блоков, которые не содержат кусков дерева или арматурных стержней или остатков гипсового продукта [2, 3].



Рис. 1. Строительные отходы

В результате проведенного обзора были получены следующие результаты: 1) Уменьшение расхода природного заполнителя за счет

использования бетонных отходов. 2) Уменьшение прочности на сжатие. 3) Решение сложившейся экологической проблемы. Что касается структурных характеристик, то балки с рециркулируемыми бетонными отходами имеют больший прогиб под нагрузкой. Повторное использование бетонных отходов в производстве высокоэффективного бетона открывает новые направления, позволяющие снизить себестоимость материалов и потребление природного песка, а также решить некоторые экологические проблемы, связанные с строительными отходами.

Основными свойствами строительных отходов являются плотность, пористость и водопоглощаемость, форма и модуль крупности, а также общая стойкость к дроблению и истиранию. Плотность строительных отходов обычно ниже плотности природных материалов. Целью исследования является определение возможности использования строительных отходов, полученных в результате военных действий и сноса различных объектов, в связи с чем использовались отходы в качестве крупного заполнителя. Крупный заполнитель был измерен в соответствии с иракскими требованиями. Удельный вес этого заполнителя составляет 2,124, что меньше обычного локального заполнителя, который обычно составляет около 2,65, и его процент поглощения воды составляет 10,8%, что выше, чем нормальный локальный заполнитель, который обычно варьируется от 0,5-1% [4, 5]. Доля пористости в гранулах этого заполнителя выше, чем в обычном заполнителе, что снижает удельный вес и увеличивает коэффициент поглощения (табл. 1).

*Таблица 1*

**Гранулометрический состав заполнителя**

| Размер отверстий сит, мм                       | Полные остатки на ситах, % | Допустимые значения |
|--|----------------------------|---------------------|
| 37,5   | 0                          | 100                 |
| 20   | 4                          | 85 -100             |
| 14   | 34                         | 0-70                |
| 10   | 52                         | 0-25                |
| 5  | 95                         | 0-10                |
| Удельный вес (насыщенный с сухой поверхностью) |                            | 2,124               |
| Водопоглощение                                 |                            | 10,8%               |
| Модуль крупности                               |                            | 6,85                |

Исследования показали, что относительная плотность строительных отходов (в сухом состоянии насыщенной поверхности) примерно на 7-9% ниже, чем у природных материалов [6].

Прочность при сжатии бетона с использованием строительных отходов может зависеть от свойств и количества рециркулируемого заполнителя. Несколько факторов могут влиять на прочность на сжатие бетона с рециркулирующими заполнителями: соотношение вода/цемент, доля крупного заполнителя и другие. Установлено, что бетонные образцы, имеющие до 30% строительных отходов, имели равную прочность на сжатие для бетонных смесей с соотношением в/ц более 0,25 (рис. 2), который показывает прочность на сжатие для трех бетонных смесей с рециркулирующими заполнителями, поскольку они изменяются с отношением в/ц.

Наблюдалось увеличение предела прочности при растяжении бетона, но в меньшей степени, чем прочность на сжатие. В некоторых случаях, свойства бетона с строительными отходами лучше чем бетона с природными материалами. Анализ отечественного применения строительных отходов в строительстве показал, что материалы и изделия на их основе в наибольшей степени соответствуют требованиям современной архитектуры и строительной практике. Решающим фактором является качество и стоимость материала, расширение архитектурно-строительных решений на основе применения отходов с улучшенными прочностными и деформативными характеристиками.

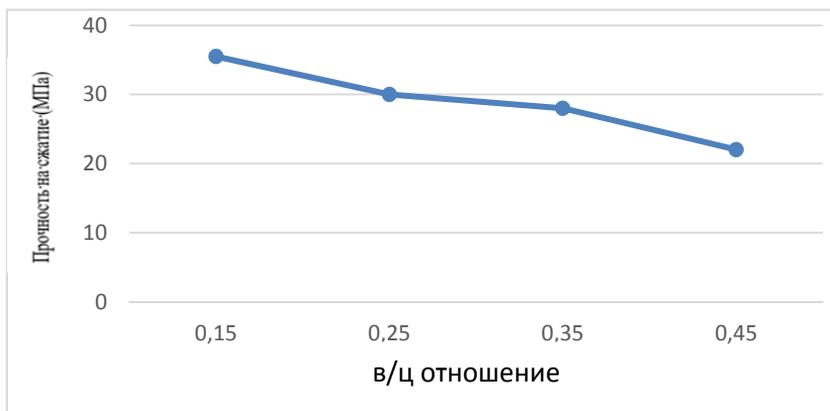


Рис. 2. Прочность на сжатие для бетонных смесей с соотношением в/ц

Для Республики Ирак широкое использование строительных отходов при возведении и отделке зданий и сооружений особенно актуально: имеются огромное количество строительных отходов в

результате военных действий (рис. 3); использование отходов создает более комфортные условия для пребывания человека в помещении в различных климатических зонах при большом диапазоне изменения температурно-влажностных параметров и др. [7 - 9].



Рис. 3. Разрушенные здания

Поэтому важнейшим направлением научных исследований в строительном материаловедении является утилизация строительных отходов (рис. 4) и совершенствование технологии производства строительных материалов, улучшение их функциональных и эксплуатационных свойств, что будет способствовать развитию «зеленого» строительства и производству «зеленых» высокоэффективных строительных материалов.



Рис. 4. Утилизация строительных отходов

В данном обзоре представлена возможность утилизации строительных отходов, ведущая к решению нескольких проблем: дешевая утилизация отходов и повышение физико-механических

свойств бетона, за счет введения переработанного отхода в качестве заполнителя.

Исходя из изложенного материала, можно сделать следующие выводы:

– рециркулированный заполнитель из бетонных отходов имеет низкий удельный вес и высокое поглощение по сравнению с обычными локальными заполнителями;

– бетон, полученный с использованием рециркулированного заполнителя, имеет приемлемую прочность на сжатие по сравнению с контрольными;

– бетон из рециркулированного заполнителя имеет приемлемую прочность на изгиб по сравнению с прочностью при изгибе обычного бетона, это связано с прочностью адгезии и острыми краями заполнителя;

– поглощаемость воды бетона с использованием рециркулированного заполнителя выше, чем у обычного бетона, но приемлема для спецификаций блоков и заборов;

– рециркулированный бетон из бетонных отходов подходит для использования в дорожных бетонных дорогах, автостоянках, тротуарах и дорожках, а также в работе бетонных блоков, боковых и средних профилей дорог и др.

Таким образом, положительные результаты использования переработанных отходов в виде заполнителя в бетоне позволяют использовать эти отходы в бетоне и решать сложившуюся экологическую проблему Ирака.

### **Библиографический список**

1. ACI Committee 318. (2011). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

2. AS. (1996). Particle density and water absorption of aggregates (AS 1141.6.2-1996). Sydney: Australian Standard. 3. DIN. (2008). Concrete, reinforced and prestressed concrete structures. Part Concrete. Specification, properties, production and conformity. Application rules for DIN EN206-1 (DIN 1045-2:2008). Berlin: Deutsches Institut für Normung.

3. Павленко В.И., Матюхин П.В. Основные аспекты разработки современных радиационно-защитных конструкционных металлокомпозиционных материалов // Современные наукоемкие технологии. 2005. № 10. С. 85–86.

4. Лесовик В.С. Генетические основы энергосбережения в промышленности строительных материалов. Известия высших учебных заведений. Строительство. 1994. № 7-8. С. 96-100.

5. Lesovik V.S., Alfimova N.I., Trunov P.V. Reduction of energy consumption in manufacturing the fine ground cement // Research Journal of Applied Sciences. 2014, Vol., 9, No 11, pp. 745-748.

6. Лесовик В.С., Агеева М.С., Денисова Ю.В., Иванов А.В. Использование композиционных вяжущих для повышения долговечности брусчатки бетонной // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2011. № 4. С. 52-54.

7. Толстой А.Д., Лесовик В.С., Новиков К.Ю. Высокопрочные бетоны на композиционных вяжущих с применением техногенного сырья // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. 2016. № 2 (17). С. 174-180.

8. Батищев Т.М. Применение ультразвука для улучшения свойств цемента // СЕВЕРГЕОЭКОТЕХ-2011 материалы XII Международной молодежной научной конференции: в 5 частях. 2011. С. 96-98.

9. Помазкин В. Физическая активация воды затворения бетонных смесей // Строительные материалы. 2003. №2. С. 14-16.

## **ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ШЛАКОЩЕЛОЧНЫХ ВЯЖУЩИХ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ\***

**Боцман Л. Н., канд. техн. наук, доц.**

**Ищенко А.В., инженер**

**Боцман А.Н., аспирант**

**Антонова Р.О., магистрант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Цементная промышленность расходует до 5% всей энергии мирового промышленного производства. В основном эти энергозатраты приходятся на высокотемпературный обжиг шихты клинкера и его помол, обеспечивающий получение конечного продукта в порошкообразном виде.

Производство шлакощелочных вяжущих не связано с необходимостью получения клинкера, что выгодно отличает их по энергозатратам от портландцемента и других вяжущих на клинкерной

основе. Однако и в этом случае сохраняется энергоемкий технологический процесс тонкого измельчения используемых в качестве основного исходного сырья металлургических шлаков. Поэтому дальнейшее снижение энергоемкости производства вяжущих на шлаковой основе связано с необходимостью исследования и разработки эффективных способов интенсификации помола [1].

Шлакощелочные вяжущие (ШЩВ), получаемые путем затворения шлаков растворами щелочных компонентов, представляют большой интерес в связи с возросшей актуальностью экономии энергетических ресурсов, проблемами экологического характера и острой потребностью в эффективных строительных материалах и обладают не только высокими прочностными характеристиками, но и другими специальными свойствами, которые не только не уступают свойствам портландцемента, но, по данным различных источников, значительно превышают их. Так, например, такие вяжущие по сравнению с цементными имеют высокую прочность: М300 – 1200, водонепроницаемость В10...В30, морозостойкость F300... F1000, пониженная водопотребность теста нормальной густоты – 17...21 % , в 2 – 3 раза меньше экзотермия и контракция, возможность использования мелких песков и супесей, в том числе содержащих до 5% глинистых и до 20 % пылеватых частиц [2].

Работы в области улучшения технических свойств шлакощелочных вяжущих позволили раскрыть новые аспекты их применения.

Так, установленная возможность интенсификации процессов их твердения путем введения добавок быстрогидратирующихся минеральных систем позволила разработать быстротвердеющие шлакощелочные вяжущие, прочность которых в суточном возрасте составляет 20...30 МПа, в 3-суточном – 50...60, в 28-суточном – 70...120 МПа, а реализация индивидуальных химических особенностей соединений щелочных металлов – создать вяжущие композиции, загустевание которых при нормальных температурах практически не происходит, что открыло перспективу их использования для тампонирувания горячих скважин [3].

Работы в области расширения сырьевой базы шлакощелочных вяжущих за счет не нашедших до настоящего времени применения в строительстве сталеплавильных шлаков и шлаков цветной металлургии позволили не только существенно пополнить ее резервы, но и с учетом химико-минералогических особенностей и структуры таких шлаков разработать специальные виды шлакощелочных вяжущих, которые открывают возможность повысить эффективность их использования в

народном хозяйстве. В частности, на их основе разработаны шлакощелочные вяжущие, по свойствам аналогичные вяжущим на основе доменных шлаков, а также безусадочные и расширяющиеся [4].

Эти примеры ставят шлакощелочные вяжущие в ранг минеральных систем, не имеющих аналогов в мировой практике как по свойствам, так и по областям возможного применения [5].

Универсальность строительно-технических свойств шлакощелочных вяжущих и их высокие характеристики являются следствием особенностей продуктов твердения, в составе которых отсутствуют характерные для цементного камня свободная известь, высокоосновные гидросиликаты, гидроалюминаты, гидроферриты и гидросульфалоюминаты кальция, негативно влияющие на его свойства, и преобладают качественно новые структурообразующие элементы щелочного и щелочно-щелочноземельного алюмосиликатного состава типа цеолитов – аналоги природных пороодообразующих минералов, которым сопутствуют низкоосновные гидросиликаты кальция, кремниевая кислота и кальцит.

Совершенствование свойств шлакощелочных вяжущих не является самоцелью и в основе своей направлено на расширение объемов их производства до масштаба, который может оказать существенное влияние на уровень производства вяжущих в целом. Во многом решение этой задачи тормозится из-за отсутствия мощных источников наполнения сырьевой базы щелочным компонентом [6].

С учетом остроты проблемы и накопленного опыта применения различных щелочных соединений в таких вяжущих проведены исследования и найдены эффективные способы использования в качестве щелочного компонента наиболее распространенного как в природе, так и в составе промышленных отходов сульфатосодержащего сырья [7]. Сульфат натрия, в силу низкого pH раствора, до настоящего времени вызывал опасения в части возможности его использования в той роли, которая отводится щелочному компоненту в шлакощелочных вяжущих, а именно – не активизатора твердения, а самостоятельной составляющей вяжущей системы.

Многолетний опыт производства шлакощелочных вяжущих ставит ряд практических задач в области совершенствования их свойств как технологического плана, так и улучшения их специальных свойств. В частности, долгое время существовала проблема регулирования сроков схватывания высокопрочных шлакощелочных вяжущих. Разработан универсальный способ удлинения сроков схватывания таких вяжущих, позволяющий в зависимости от модуля жидкого стекла получать

замедляющий эффект в пределах 40...120 мин. Разработанная технология уже в настоящее время дает возможность не только перейти к промышленному производству высокопрочных шлакощелочных вяжущих, но и существенно повысить их качество в плане стабильности свойств, в том числе деформативных [8].

Накопленный опыт с учетом реальностей настоящего момента – максимальной экономии цемента за счет внедрения в практику строительства бесцементных вяжущих – дает основание для реализации результатов исследования в области совершенствования шлакощелочных вяжущих в промышленности, что позволит существенно повысить их эффективность.

*\*Работа выполнена при финансовой поддержке Министерства образования и науки РФ в рамках реализации федеральной целевой программы «Исследования и разработки по приоритетным направлениям развития научно-технологического комплекса России на 2014 - 2020 годы», уникальный идентификатор проекта RFMEFI58317X0063.*

#### **Библиографический список**

1. Глуховский В.Д., Пахомов В.А. Шлакощелочные цементы и бетоны. К., 1978. 232 с.
2. Агеева М.С., Боцман Л.Н., Боцман А.Н., Бондаренко А.И. Эффективность использования отходов промышленности в производстве вяжущих веществ // Научно-практические проблемы в области химии и химических технологий Материалы X Межрегиональной научно-технической конференции молодых ученых, специалистов и студентов вузов. Под редакцией А.И. Николаева, Д.П. Домонова. 2016. С. 6–8.
3. Кривенко П.В. Специальные шлакощелочные цементы. К., 1992. 192 с.
4. Боцман Л.Н., Строкова В.В., Ищенко А.В., Гриненкова Л.А. Возможности использования отходов нефелинового производства при получении композиционного вяжущего // Современные проблемы строительства и жизнеобеспечения: безопасность, качество, энерго- и ресурсосбережения сборник статей IV Всероссийской научно-практической конференции, посвященной 60-летию Инженерно-технического института Северо-Восточного федерального университета им. М.К. Аммосова. под ред. доц. А.Е. Саввиной. 2016. С. 319–322.
5. Евтушенко Е.И., Перетоккина Н.А., Череватова А.В., Агеева М.С. Управление структурообразованием шлакощелочных вяжущих

при получении теплоизоляционных керамобетонов // Известия высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион. Серия: Технические науки. 2007. № 2. С. 64–66.

6. Агеева М.С., Михайлова О.Н., Усенко М.В. Агеева М.С., Погорелов А.В. Композиционное шлако-цементное вяжущее для строительных композитов различного назначения // Наука, образование, общество: проблемы и перспективы развития сборник научных трудов по материалам Международной научно-практической конференции: в 10 частях. 2013. С. 10–12.

7. Агеева М.С., Карацупа С.В., Помошников Д.Д. Регулирование свойств шлако-цементного вяжущего // Современные тенденции в образовании и науке сборник научных трудов по материалам Международной научно-практической конференции: в 26 частях. 2013. С. 8–9.

8. Лесовик В.С., Агеева М.С., Иванов А.В. Гранулированные шлаки в производстве композиционных вяжущих // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2011. № 3. С. 29–32.

## **ПРИМЕНЕНИЕ СТАБИЛИЗАТОРОВ В ДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ДЛЯ УКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ БЕЛГОРОДСКОЙ ОБЛАСТИ**

*Дмитриева Т.В., канд. техн. наук, доц.  
Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

**Куцына Н.П., канд. техн. наук,  
начальник отдела лабораторного контроля  
ОГКУ «Управление дорожного хозяйства и транспорта  
Белгородской области», г. Белгород, Россия**

Развитие дорожной отрасли Российской Федерации благотворно влияет на перспективы развития страны и отвечает существенным потребностям транспортной системы. Однако для благоприятных тенденций в данном направлении необходимо уделять особое внимание качеству применяемых материалов, внедрению прогрессивных технологий и инновационных разработок. Особое внимание стоит уделить материалам, используемым в конструктивных слоях дорожных одежд.

Одним из актуальных вопросов в дорожном строительстве является дефицит традиционно применяемых инертных материалов (песок или щебень) в связи с отсутствием или истощением месторождений в отдельных регионах нашей страны. Эта ситуация приводит к высокому значению транспортной составляющей природных каменных материалов в общей стоимости объекта из-за сильной удаленности близлежащих карьеров от места производства работ.

В Белгородской области имеется дефицит щебня, основным поставщиком которого является Украина. Чтобы сократить количество поставок из-за рубежа данного материала, отрабатываются технологии и проводятся испытания грунтов, укрепленных инновационными материалами, которые позволяют получить дорожную одежду, равноценную конструкции с применением традиционных материалов.

Глинистые грунты наиболее распространены как в нашей стране в целом, так и Белгородской области. Отсутствие широкомасштабного применения их в дорожном строительстве связано со снижением при увлажнении и замораживании-оттаивании их физико-механических характеристик. Данное обстоятельство зависит от качественного и количественного минералогического состава, сильно влияющего на конечные свойства дорожного композита и выбор типа укрепления.

Укреплением грунтов в нашей стране занимался ряд научных школ, разработки велись в различных направлениях. В качестве методов укрепления предлагалось введение неорганического вяжущего, такого как цемент, известь, органического вяжущего, такого как битум, битумная эмульсия. Значительные достижения при работе с неорганическими вяжущими получены В.М. Безруком [1] и его последователями. Большой вклад для работы с органическими вяжущими для укрепления грунтов отмечен в работах А.К. Бируля [2].

Введение вяжущих компонентов в чистом виде в грунт имеет ряд недостатков. Пластические деформации и колеобразование свойственны слою укрепленного органическими вяжущими грунта. При введении неорганического вяжущего отмечены высокие показатели трещиностойкости и жесткости, а также низкие значения предельного относительного удлинения. С низкой водостойкостью связан перерасход цемента, что приводит к увеличению общей стоимости объекта строительства.

В практике современного дорожного строительства для снижения расхода вяжущего компонента и получения долговечного материала с высокими показателями прочности и морозостойкости широко внедряется применение химических добавок, вводимых в

грунтобетонную смесь. Данные добавки принято называть стабилизаторами, и они направлены на кардинальное изменение свойств особенно глинистых грунтов [3].

Стабилизаторы имеют разный состав и свойства и, соответственно, различный механизм действия на грунт. Добавки в грунт следует классифицировать согласно ОДМ 218.1.004-2011 [4].

Основной принцип действия стабилизаторов состоит в изменении водо-физических свойств грунта, приводящем к повышению плотности, несущей способности и морозостойкости, снижению водопоглощения, набухания и пучинистости.

Для подтверждения положительного влияния стабилизаторов на укрепленный грунт в лаборатории ОГКУ «Управление дорожного хозяйства и транспорта Белгородской области» было проведено изучение широкого спектра предлагаемых на рынке индивидов. Стабилизаторы были использованы как жидкие (№2-5), так и порошкообразные (№6-8). Дозировки, принятые для исследований, были выбраны на основании рекомендаций, выданных предприятиями-изготовителями (табл. 1). Ряд стабилизирующих добавок предполагал введение вяжущего компонента в грунтобетонную смесь, что также было учтено согласно техническим условиям на их использование.

Таблица 1

**Стабилизирующие добавки в грунт**

| Наименование добавки                   | Без добавки | Eco-roads                | Дор-зин                  | Дор-стаб | Nano-stab                | Нико-флок | Дор-цем | Акропол |
|--|-------------|--------------------------|--------------------------|----------|--------------------------|-----------|---------|---------|
| Дозировка добавки                      | -           | 1 л на 24 м <sup>3</sup> | 1 л на 33 м <sup>3</sup> | 1%       | 12 л на 1 м <sup>3</sup> | 1%        | 0,39 %  | 0,13%   |
| % введения цемента в укрепленный грунт | 7           | -                        | 6                        | 7        | 7                        | 10        | 6,5     | 7       |
| Номер образца                          | 1           | 2                        | 3                        | 4        | 5                        | 6         | 7       | 8       |

Для укрепления был использован типовой представитель глинистых грунтов Белгородской области – суглинок. В лабораторных условиях были определены основные характеристики грунта:

- влажность на границе текучести – 34,9%;
- влажность на границе раскатывания – 20,6%;

- число пластичности – 14,3;
- вид грунта – суглинок тяжелый пылеватый;
- содержание пылевато-глинистых частиц – 75,7%;
- оптимальная влажность – 19,2 %;
- максимальная плотность – 1,77 г/см<sup>3</sup>.

Лабораторные образцы укрепленного грунта изготавливались и испытывались в соответствии с требованиями ГОСТ 23558-94. Результаты испытаний укрепленных грунтов различными стабилизирующими добавками для лучшей визуальной оценки были сформированы в виде диаграмм по четырем показателям (рис. 1–3), также для оценки степени эффективности введения дополнительных компонентов приведены характеристики составов цементогрунта (образец №1).

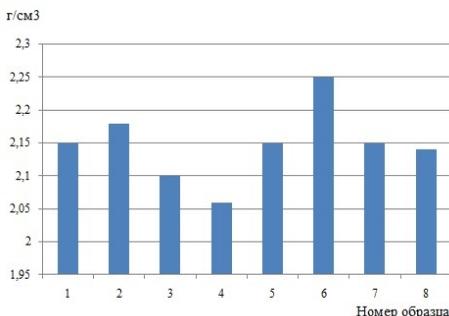


Рис. 1. Средняя плотность уплотненного материала, г/см<sup>3</sup>

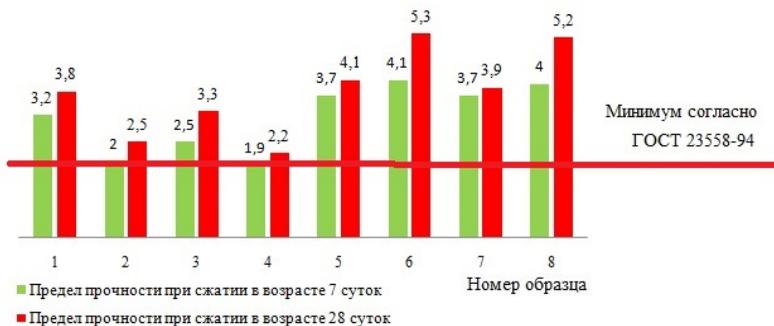


Рис. 2. Предел прочности при сжатии, МПа

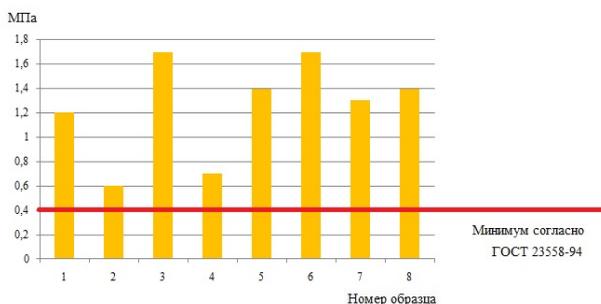


Рис. 3. Предел прочности на растяжение при изгибе, МПа

Введение в грунт цемента и стабилизатора позволяет повысить среднюю плотность уплотненного материала, однако данный показатель варьируется в зависимости от типа вводимого стабилизатора и количества цемента.

Согласно результатам испытаний образцы укрепленного грунта соответствуют требованиям ГОСТ 23558-94 к марке М20, допустимой и достаточной для применения в качестве нижнего слоя основания автомобильных дорог в Белгородской области, и варьируются в зависимости от типа вводимого стабилизатора.

Также необходимо отметить быстрые темпы набора прочности образцов грунтобетона. Уже на 7 сутки (см. рис. 2) достигнута прочность, соответствующая минимально допустимому пределу по ГОСТ 23558-94, кроме образца №4.

Анализируя полученные данные, можно сделать вывод, что применение стабилизаторов влияет на повышение физико-механических характеристик грунта при равном содержании вяжущего, увеличивает прочность конструктивного слоя основания и улучшает несущую способность конструкции дорожной одежды.

Таким образом, укрепление грунтов является прогрессивной технологией дорожного строительства, позволяющей снизить стоимостные и временные показатели, улучшить качественные характеристики, а также выступить в качестве альтернативной технологии, позволяющей сократить использование дефицитных инертных материалов в конструкциях дорожных одежд.

### **Библиографический список**

1. Безрук В.М. Укрепленные грунты. М.: Транспорт, 1982. 231 с.
2. Бируля А.К. Новые конструкции оснований для дорожных покрытий // Строительство дорог. 1989. № 6. С. 45–48.
3. Кочеткова Р.Г. Современные методы улучшения свойств глинистых грунтов вяжущими и добавками: монография. М.: Изд-во МАДИ, 2014. 132 с.
4. ОДМ 218.1.004-2011. Классификация стабилизаторов для укрепления грунтов. М. 2012. 15 с.

## **ШИРОКОЕ ВНЕДРЕНИЕ ЛЕГКИХ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ – ВЕДУЩЕЕ НАПРАВЛЕНИЕ СНИЖЕНИЯ МАТЕРИАЛОЕМКОСТИ В КАПИТАЛЬНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

**Донченко О.М., канд. техн. наук, проф.**

**Литовкин Н. И., ст. преп.**

**Салганова Е. В., ст. преп.**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Перед строительной отраслью России на ближайшую перспективу поставлена грандиозная задача – на 50% увеличить создание квадратных метров жилья и производственных предприятий. Естественно, это сразу же потребует на такие же объемы (50%) увеличить производство традиционных строительных материалов: цемента, извести, щебня, кирпича и раствора, бетона и железобетона, дерева и металла, что вызовет значительные затруднения в промышленности строительных материалов, в автомобильном и железнодорожном транспорте.

Хорошо известно, что в развитых Западно-Европейских странах, США и Японии на один квадратный метр жилья и производственных помещений расходуется существенно меньше материалов, чем в России. При этом прочность конструктивных элементов, пространственная жесткость и долговечность зданий у них не меньше, чем у нас.

Это достигается повсеместным увеличением прочности и снижением объемного веса материалов – средняя прочность выпускаемого у них кирпича и раствора вдвое больше, чем у нас. Строительный раствор они делают полимерцементным, тяжелый бетон

и керамзитобетон у них вытесняется легким поробетоном, называемым у нас ячеистым. Обычная тяжелая древесина заменяется клееной. Тяжелый металл ( $7850 \text{ кг/м}^3$ ) вытесняется композитными более легкими материалами (до  $1750 \text{ кг/м}^3$ ).

Одним из таких направлений, а именно, заменой тяжелой стали, которая остро необходима для машиностроения, станкостроения и обороны страны, легкими композитными материалами уже несколько лет занимается научно-исследовательская лаборатория (НИЛ ОУР) БГТУ им. В.Г. Шухова

В настоящее время на мировом рынке происходит резкое увеличение объемов применения полимерных композиционных материалов (ПКМ) в строительной индустрии. Основными областями применения ПКМ являются: арматура и гибкие связи; шпунтовые сваи и ограждения; сэндвич-панели, оконные и дверные профили; элементы мостовых конструкций (пешеходные мосты, переходы, несущие элементы, элементы ограждения, настилы, вантовые тросы); системы внешнего армирования и т.п.

Композитная арматура на основе непрерывного волокнистого наполнителя и полимерной матрицы имеет ряд значительных преимуществ по сравнению со стальной арматурой (в том числе и с антикоррозионным покрытием), среди которых небольшая плотность (в 4 раза легче стальной), высокая коррозионная стойкость, малая теплопроводность, высокая прочность. Малая плотность и высокая коррозионная и химическая стойкость особенно важны при строительстве объектов транспортной инфраструктуры (дороги, мосты, эстакады), прибрежных и портовых сооружений.

При проведении наших исследований в лаборатории изучали прочность и деформативность перильных композитных ограждений. Оно было вызвано необходимостью определения удерживающей способности и деформативности элементов ограждения мостовых конструкций из композитных материалов, выпускаемых ТК «Экипаж» г. Белгород согласно ТУ 2296-004-22271231-2016.

Испытаниям подвергали отдельные элементы ограждения мостовых конструкций: стойки и пролеты линейной секции, соединительные узлы деформационной секции. Испытания на статическую удерживающую способность и деформативность ограждений проводили с приложением испытательной нагрузки в уровне перильных ограждений, расстояние от точки приложения нагрузки до уровня крепления перильных ограждений к бетонному основанию силового пола составило 1100 мм.

Испытательную нагрузку при механических испытаниях линейной секции прикладывали по линиям на горизонтальной и вертикальной поверхности перил, расположенных на равном расстоянии между соседними стойками перильного ограждения (рис. 1) [1].

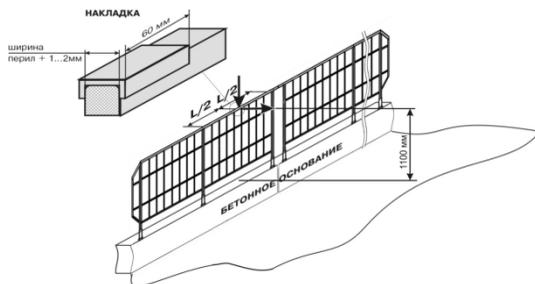


Рис. 1. Испытание перильного ограждения

Испытательную нагрузку при механических испытаниях стоек перильного ограждения прикладывали к горизонтальной и вертикальной поверхности перил, сопряженной с торцевой частью испытываемой стойки (рис. 2).

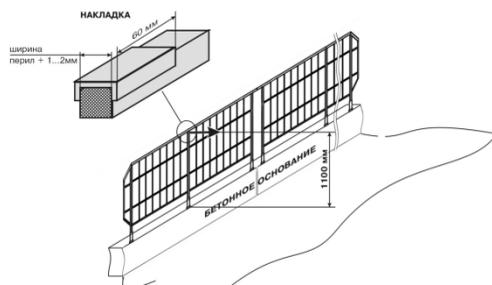


Рис. 2. Испытание стоек перильного ограждения

Испытательную нагрузку при механических испытаниях соединительного узла деформационной секции перильного ограждения прикладывали к точке на горизонтальной и вертикальной поверхности перил, расположенной над деформационным швом мостового сооружения (рис. 3).

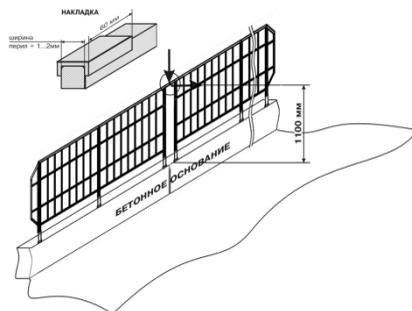


Рис. 3. Испытание деформационного узла деформационной секции

Виды механических испытаний, величины испытательных нагрузок и значения предельно допустимых абсолютных деформаций испытуемых элементов конструкции мостовых перильных композитных ограждений и лестничных сходов приведены в табл. 1 [2].

Таблица 1

**Виды механических испытаний, величины испытательных нагрузок и значения предельно допустимых деформаций испытуемых элементов конструкции мостовых перильных композитных ограждений**

| Испытуемый элемент конструкции            | Статическая удерживающая способность    |   | Допустимые деформации     |              |                             |              |
|---|---|---|---------------------------|--------------|-----------------------------|--------------|
|   | Вертикальная нагрузка, Н (кг), не более | Горизонтальная нагрузка, Н (кг), не более | при вертикальной нагрузке |              | при горизонтальной нагрузке |              |
|   |   |   | Н (кг), не более          | мм, не более | Н (кг), не более            | мм, не более |
| Стойка линейной секции                    | -                                       | 1270 (127)                                | -                         | -            | 300 (30)                    | 30           |
| Пролет линейной секции                    | 1270 (127)                              | 1270 (127)                                | 300 (30)                  | 30           | 300 (30)                    | 30           |
| Соединительный узел деформационной секции | 1270 (127)                              | 1270 (127)                                | 300 (30)                  | 30           | 300 (30)                    | 30           |

В результате проведенных испытаний элементов перильных ограждений получены следующие результаты их абсолютных деформаций (табл. 2) [3].

Таблица 2

**Результаты испытаний абсолютных деформаций элементов перильного ограждения**

| Испытуемый элемент конструкции            | Статическая удерживающая способность |                                      | Абсолютная деформация     |     |                             |    |
|---|--------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------|-----|-----------------------------|----|
|   | Вертикальная нагрузка, кг не более   | Горизонтальная нагрузка, кг не более | при вертикальной нагрузке |     | при горизонтальной нагрузке |    |
|   |                                      |                                      | кг                        | мм, | кг                          | мм |
| стойка линейной секции                    | -                                    | 127,0                                | -                         | -   | 30                          | 10 |
| пролет линейной секции                    | 127,0                                | 127,0                                | 30                        | 0   | 30                          | 13 |
| соединительный узел деформационной секции | 127,0                                | 127,0                                | 30                        | 0   | 30                          | 8  |

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Перильные ограждения прошли статические испытания на удерживающую способность, так как после снятия нагрузки в 127 кг, элементы конструкций перильных ограждений не имеют остаточных деформаций и не содержат трещин, сколов, люфтов и других дефектов, свидетельствующих о разрушении или нарушении их целостности.

2. Перильные ограждения прошли испытания на деформативность, так как при приложении нагрузок на их элементы величина деформаций не превысила допустимых нормативных значений в 30,0 мм.

3. Учитывая достоинства ограждений мостовых конструкций из композитных материалов: коррозионную стойкость, небольшой вес до ( $1750 \text{ кг/м}^3$ ), хорошая атмосферостойкость, длительные сроки эксплуатации (более 30 лет), простоту монтажа на строительной площадке и простоту замены поврежденных элементов, можно считать, что это высокотехнологическое решение.

4. Предлагаемые композитные ограждения в несколько раз легче, чем металлические ( $7850 \text{ кг/м}^3$ ). Для установки их длинных секций не требуется применения тяжелого подъемного оборудования. Их

переноска возможна одним рабочим, что существенно повышает производительность труда при монтажных работах.

5. Ограждения могут быть использованы на мостовых сооружениях, лестничных сходах, для устройства постоянных и временных ограждений проезжей части, а также для организации проходов и рабочих мест на объектах гражданского и промышленного назначения.

### **Библиографический список**

1. «Ограждения перильные пешеходные композитные для мостовых сооружений» Техническое описание ТК «Экипаж», г. Белгород, 2016 г.

2. ТУ 2296-004-22271231-2016. Пояснительная записка «Методы контроля и испытаний перильных пешеходных ограждений мостовых сооружений и лестничных сходов».

3. ГОСТ 33119-2014. Конструкции полимерные композитные для пешеходных мостов и путепроводов.

## **ОСНОВНЫЕ АСПЕКТЫ ПРИМЕНЕНИЯ ФИБРОБЕТОНА ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В РАЙОНАХ С АГРЕССИВНЫМИ ГРУНТОВЫМИ ВОДАМИ**

**Дроков А.В., аспирант**  
**Курбатов В.Л., советник РААСН,**  
**д-р экон. наук, канд. техн. наук, проф.**  
*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия.*

На начальных этапах строительства перед инженером встает вопрос: как достичь максимальных прочностных и эксплуатационных характеристик, затратив при этом минимальный бюджет?

На сегодняшний день существует широкий спектр строительных материалов, отвечающих всем требованиям нормативных документов [1]. Одним из таких материалов является фибробетон.

Представленный на рис. 1 сталефибробетон является одной из разновидностей фибробетонных. В зависимости от требований и условий эксплуатации той или иной строительной конструкции, где будет использоваться фибробетон, используют различные виды дисперсно-армирующих волокон [2]. Наиболее часто используемые:

- стальная фибра;
- полипропиленовая фибра;
- стеклянная фибра;
- базальтовая фибра.

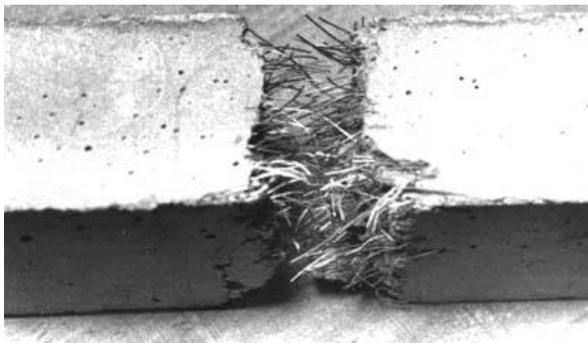


Рис. 1. Сталефибробетон

Как уже было сказано ранее, приоритетным вопросом при выборе строительного материала является соотношение цена-качество. На первый взгляд фибробетоны могут показаться дороже чащеиспользуемых общепринятых материалов, но если изучить этот вопрос основательнее, то станет ясно, что относительно высокая стоимость материала компенсирует его тонкостенность и малый вес. Данные положительные характеристики актуальны для использования фибробетонов при заложении фундаментов в связи с тем, что снижается нагрузка на основания, тем самым сокращая расходы на строительство.

В качестве прочного строительного материала, сохраняющего свои прочностные и эксплуатационные характеристики под воздействием агрессивных грунтовых вод, в данной статье будет рассматриваться базальтовый фибробетон.

Выбор в качестве дисперсно-армируемого материала базальтовой фибры, представленной на рис. 2, обусловлен тем, что этот материал придает фибробетону высокие качественные характеристики базальта [3], повышая его прочность, устойчивость к химическим соединениям и стойкость к климатическим изменениям, что в свою очередь снижает затраты при строительстве на лигирующие добавки, повышающие химстойкость фундаментов [4]. Базальтовые волокна не токсичны, не выделяют в воздух вредных веществ на всём протяжении использования строительной конструкции, обладают низкой возгораемостью и

отличаются простотой введения в бетонные смеси [5]. Данный вид фиброволокон обеспечивает бетону трехмерную прочность, в отличие от общеиспользуемого железобетона, где прочность обеспечивается в двух плоскостях.



Рис. 2. Базальтовая фибра

Лабораторные испытания этой разновидности строительного материала доказали, что введение даже малого количества базальтовых волокон существенно увеличивает стойкость изделий на основе цементного вяжущего к различным химическим соединениям [6]. При этом увеличивается срок службы материала, улучшаются деформативные свойства, возрастает стойкость к образованию трещин и ударным нагрузкам.

#### **Библиографический список**

1. Колбаско Э.Б. Прочность, трещиностойкость и деформативность изгибаемых базальто-фибробетонных и комбинированно армированных элементов. СПб, 2001. С. 45-46.
2. Крылов Б.Н. Фибробетон и его свойства. Обзор. Вып.4 ЦИНИС / Москва, 1979. С. 8-11.
3. Махова М.Ф., Гребенюк Н.П. Дисперсное армирование портландцемента базальтовыми волокнами // Цемент, 1980. С. 9-11.
4. Петросян С.Т. Технология изготовления строительных изделий с использованием штапельного базальтового волокна / С.Т. Петросян: дисс...канд. техн. наук, Ереван, 1988. С. 5-9.
5. Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно-армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технологии, конструкции. Москва, 2004.

6. Курбатов В.Л., Дроков А.В.. Свойства и применение фибробетона на основе базальтовой фибры // Теория и практика науки третьего тысячелетия: сб. материалов XXII-ой международной научно-практической конференции. Северо-Кавказский филиал Белгор. гос. технол. ун-та (Минеральные Воды 29 октября 2015 г.). Минеральные Воды: Копир. множ. бюро СКФ БГТУ им. В.Г. Шухова, 2015. С. 7-9.

## **АДДИТИВНЫЕ ТЕХНОЛОГИИ В СТРОИТЕЛЬНОМ ПРОИЗВОДСТВЕ**

**Елистраткин М.Ю., канд. техн. наук, доц.**

**Ермолаева А.Э., аспирант**

**Белашова А.Н., магистрант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В современном мире 3D аддитивные технологии развиваются довольно стремительно. Согласно имеющимся на настоящий момент данным, сложилось следующее распределение по отраслям применения: 21% – производство потребительских товаров и электроники; 20% – автомобилестроение; 15% – медицина, включая стоматологию; 12% – авиастроение и космическая отрасль производства; 11% – производство средств производства; 8% – военная техника; 8% – образование; 3% – строительство [1]. На данный момент по оценкам ведущих экспертов, именно в аддитивных технологиях заключены все основные элементы, благоприятствующие развитию нового уклада к тому, чтобы перейти к цифровому производству.

Строительное производство стоит перед величайшим выбором различных направлений развития. Главная причина – демографическая. Количество населения неуклонно растет, и традиционные методы производства не могут решить проблему. Из чего следует, что необходимы новые подходы в строительстве жилых районов [2].

Сущность аддитивного подхода в производстве конструкций заключается в послойном нанесении и впоследствии отверждении строительной смеси по запрограммированной 3-D модели [3, 4].

Модель в STL формате (используется для хранения трёхмерных моделей объектов для использования в аддитивных технологиях) подготавливается и затем отправляется на 3-D установку для дальнейшей печати. Печатающая головка принтера напечатает модель

строительной смесью, например, гипсом или бетоном. При завершении головка 3-D установки поднимается по заданному направлению, чтобы напечатать следующий слой строительной смесью. Данная процедура производится до окончания построения заданного изделия. Используемые компоненты для аддитивного производства в строительстве смешиваются в подобранном соотношении в мешалках, либо на специальных строительных станциях до получения однородности смеси. И после, смесь подается в печатающую головку аддитивной установки [5]. Подача смеси может производиться как ручным, так и автоматическим способом. После завершения процесса установку очищают мойкой высокого давления. Полученное изделие оставляют на поддоне сушиться в естественных условиях либо при более высоких температурных режимах для того, чтобы набрать прочность.

Аддитивные технологии в производстве сокращают расход материала по сравнению с традиционными технологиями, позволяют легко изготавливать изделия сложной формы, однако сопутствующим негативным явлением является высокая стоимость расходных материалов для 3D принтера. Экономичность производства является важной составляющей в строительстве. Происходит экономия времени и средств, за счет отсутствия опалубки [6 - 8].

Строительная 3D печать возведения конструкций является одним из направлений, вызывающих производственный интерес как научного сообщества, так и представителей малого бизнеса, занимающихся производством строительных материалов. Для улучшения и расширения возможностей аддитивного производства в строительстве необходимо использовать соответствующий материал [9]. В дальнейшем при реализации нового направления развития технологии строительной печати создавались определенные условия [10]. А именно: предполагаемое формирование за один проход полной толщины стены из материала пониженной плотности с необходимыми теплотехническими показателями. Результаты работы будут востребованы в области жилищного строительства, особенно в сфере внедрения инноваций [11].

Таким образом, разработка рецептур, режимов и технических решений, позволяющих изготавливать конструкции, соответствующие действующим требованиям, на стройплощадке с помощью аддитивного производства с помощью строительной печати открывает большие перспективы, которые в дальнейшем могут быть использованы в различных сферах строительной деятельности.

### **Библиографический список**

1. Лесовик В.С. Строительные материалы. Настоящее и будущее. // Вестник МГСУ. 2017. Т. 12. № 1 (100). С. 9-16.
2. Лесовик В.С. Геоника (геомиметика) как трансдисциплинарное направление // Высшее образование в России. 2014. № 3. С. 77-83.
3. Елистраткин М.Ю., Когут Е.В. Запахи: воздействие на человека и возможности применения их в строительстве // В сборнике: Наука и инновации в строительстве (к 45-летию кафедры строительства и городского хозяйства): сборник докладов Международной научно-практической конференции. Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. 2017. С. 89-94.
4. Лесовик В.С., Елистраткин М.Ю., Абсиметов М.В., Когут Е.В. К вопросу получения высокопрочного газобетона // Региональная архитектура и строительство. 2017. № 3 (32). С. 11-20.
5. Елистраткин М.Ю. Перспективные инструменты для практической реализации концепции «зеленого» строительства // В сборнике: Интеллектуальные строительные композиты для зеленого строительства, международная научно-практическая конференция, посвященная 70-летию заслуженного деятеля науки РФ, члена-корреспондента РААСН, доктора технических наук, профессора Валерия Станиславовича Лесовика. 2016. С. 282-290.
6. Поспелова Е.А., Хлудеев Ю.В., Мордова В.М. Мониторинг соблюдения требований технических регламентов на территории белгородской области // В сборнике: Актуальные проблемы менеджмента качества и сертификации сборник докладов VI международной научно-практической интернет-конференции. Белгородский государственный технологический университет им В.Г. Шухова. 2016. С. 132-138.
7. Степанов А.М., Поспелова Е.А., Митякина Н.А. Подтверждение соответствия продукции в строительстве // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2016. № 2. С. 64-68.
8. Поспелова Е.А., Здесенко В.А. Применение статистических методов для повышения качества автоклавного ячеистого бетона // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2014. № 6. С. 50-54.
9. Степанов А.М., Поспелова Е.А., Митякина Н.А. О безопасности строительной продукции // Научное обозрение. 2015. № 23. С. 8-12.
10. Алфимова Н.И., Пириева С.Ю., Федоренко А.В., Шейченко М.С., Вишневская Я.Ю. Современные тенденции развития

радиационно-защитного материаловедения // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2017. № 4. С. 20-25.

11. Шейченко М.С., Алфимова Н.И., Вишневская Я.Ю. Современные композиционные радиационно-защитные материалы строительного назначения // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2017. № 5. С. 15-19.

## ШУМОИЗОЛЯЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ

**Зайкина А.П., студент**

**Козлюк А.Г., канд. экон. наук, проф.**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В настоящее время шум рассматривается как один из наиболее агрессивных и распространенных видов загрязнения городской среды, и его неблагоприятное воздействие на жизнь и здоровье населения неуклонно повышается [3-5]. Человек способен воспринимать внешние звуковые раздражители не только в бодрствующем состоянии, но и во сне, что вредит его состоянию в целом. Особенно, остро вопрос шумоизоляции встаёт у жителей многоквартирных домов [2]. Были обнаружены отклонения в нормальной деятельности человека, начиная от 30-55 дБА, и значительные изменения при высоких уровнях шума – от 93 дБА и выше.

В данной статье мы приведём примеры актуальных и эффективных, на сегодняшний день, шумоизоляционных материалов.

В настоящее время современные материалы, к сожалению, способны создавать надежную преграду только от воздушных шумов, то есть таких звуков, которые создают люди, проезжающие машины, животные, бытовая техника и так далее. Но, помимо, воздушных шумов в квартиру могут проникать ударные звуковые волны, а также структурные шумы.

Возникновение ударного звука происходит в том случае, если производится физическое воздействие на стены, такое как забивание гвоздей, сверление отверстий. Структурные возникают тогда, когда шумы проникают в квартиру через конструктивные элементы дома. Исходя из этого, мы понимаем, что избавиться от влияния внешнего мира практически невозможно. Поэтому в квартире должна

производится качественная шумоизоляция стен, пола и потолка. Как правило, для комфортного существования в квартире недостаточно провести шумоизоляцию только стен, но в отдельных случаях для этого требуется и качественная шумоизоляция пола и потолка, оконных проемов.

Далеко не каждый материал способен защитить дом или квартиру от внешних раздражителей. Нужно отдавать предпочтение материалам, обладающим свойством звукопоглощения. Для определения наилучшего материала нам помогут технические характеристики каждого из них. Все шумоизоляционные материалы можно сгруппировать в две группы:

- шумопоглощающие, которые имеют ячеистую или волокнистую структуру;

- звукоотражающие, которые имеют зернистую структуру.

Итак, проведём небольшой экскурс по самым новым материалам.

*Минеральная вата* включает такие материалы, как стекловата, шлаковата, базальтовая вата. Они выпускаются в оборот в виде рулонов или матов и различаются не только объемом волокон, но и такими характеристиками, как теплопроводность, огнестойкость, гигроскопичность, устойчивость к нагрузкам.

Каждый вид минеральной ваты производится из определенного вида сырья: стекловолокно, шлаки и каменные породы. Используются эти материалы в качестве прослойки между перегородками и перекрытиями.

«ЗИПС» - панельный шумоизоляционный материал, состоящий из минваты и гипсовых вяжущих. «ЗИПС» - это панельная система, которая имеет коэффициент поглощения 11 дБ. Ее чаще всего используют для защиты от бытового шума. Имеет вид сэндвича, толщина его, включая внешнее финишное покрытие толщиной 52,5 мм. Преимущества материала «ЗИПС»:

- его можно крепить к любой необработанной поверхности;
- технические характеристики описываемого материала обеспечивают высокие шумоизоляционные свойства;
- панели очень плотно и надёжно скрепляются между собой, что исключает наличие широких щелей;
- этот материал является слабогорючим.

*Эковата* отличается своими экологическими свойствами. Не вызывает аллергии. Бесшовный материал, благодаря волокнам, удобен в использовании. Служит, как звукоизоляционным материалом, так и

теплоизоляционным, также способствует увеличению срока эксплуатации конструкций.

*Пенополиэтилен* зачастую можно встретить в комплекте с напольными покрытиями. Он используется в качестве подложки под ламинат, паркет, для уплотнения стыков. Бывает двух видов: обычный и самоклеющийся. Одним из минусов такого вида материала выступает снижение изоляционных свойств при длительных нагрузках. После попадания воды между подложкой и напольным покрытием от переизбытка влаги возможно появление плесени.

*Вспученный перлит* лучше всего использовать при монтаже напольных покрытий. Как правило, им заполняется внутренний промежуток перекрытия. Представляет собой сыпучий пористый материал вулканического происхождения, который не выделяет вредных веществ, пагубно влияющих на здоровье человека. Свойства шумоизоляции перлита напрямую зависят от размера гранул.

*Вспененное стекло (пеностекло)* используется во всех видах строительных сооружений для изоляции любого вида перекрытия (кровли, полов, стен). Выпускается в виде блоков, плит или гранул. Это прочный материал, способный выдержать значительные нагрузки. Характеризуется долгим сроком службы. Минусы вспененного стекла – высокая себестоимость производства, плохая переносимость ударных нагрузок.

*Шамот* в виде гранул, изготовленных из обожженной глины, используются в качестве наполнителя для бетона [1]. Применяется в качестве звукоизоляционного материала для пола и потолка.

Подводя итоги, можно сказать, что к выбору шумоизоляции нужно подходить очень тщательно. Гораздо проще на этапе строительства использовать качественный материал в соответствии с его свойствами, чем потом переделывать помещение. Для покупки качественных стройматериалов стоит внимательно отнестись к выбору поставщика и строго соблюдать технологию работ по монтажу шумоизоляции.

Научные данные убедительно свидетельствуют: шум – коварный враг, он оказывает более вредное влияние на организм человека, чем курение.

### **Библиографический список**

1. Гридчин А.М., Косухин М.М., Лесовик Р.В. Строительное материаловедение. Бетонovedение. Белгород: Издательство БГТУ им. В.Г. Шухова, 2005. 238 с.

2. Козлюк А.Г. Функционирование ЖКХ в современных условиях / Белгород. БелГТАСМ, 2002. 42 с.

3. Козлюк А.Г. Экономический механизм и структура управления жилищно-коммунальным хозяйством в условиях рынка: автореф. дис...канд. экон. наук: 08.00.05 / 1996. 22 с.

4. Ряховская А.Н. Исследование направлений привлечения средств для предприятий города // Экономические науки. 2012. № 4. С. 15-19.

5. Смирнов В.И., Кожевников В.С., Гаврилов Г.М. Охрана окружающей среды при проектировании городов Л.: Стройиздат. 1981. 167 с.

## **АНАЛИТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ДВИЖЕНИЯ СЫПУЧЕГО МАТЕРИАЛА В СМЕСИТЕЛЯХ ДЛЯ СУХИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СМЕСЕЙ**

**Золотарев О.В., канд. техн. наук**

**Жиляков А.Н., студент**

*Губкинский филиал Белгородского государственного технологического  
университета им. В.Г. Шухова, г. Губкин, Россия*

По материалам видеосъемки на лабораторной установке смесителя для сухих строительных смесей [1-3], используя программу AutoCAD, мы определяли положение центра тяжести сыпучего материала, и затем расстояния между этим положением и нулевым уровнем.

Для математического моделирования процесса двухстадийного дозирования [4, 5] целесообразно от закономерности изменения потенциальной энергии перейти к закономерности изменения кривой, описывающей открытую поверхность отдельной порции сыпучего материала.

Известно, что в продольном сечении кривая, ограничивающая порцию сыпучего материала сверху, по виду напоминает полуволну синусоиды. Учтем, что порция сыпучего материала ограничена снизу поверхностью лотка, а сверху – полуволной синусоиды.

Уравнение синусоиды запишем в следующем виде  $y = A \sin \omega t$ , учитывая, что  $\omega = 2\pi/T$  можно записать:

$$y(t) = A \sin \frac{2\pi}{T} t \quad (1)$$

Для нахождения координаты центра тяжести сыпучего материала определим статический момент площади. Для этого на произвольном расстоянии  $t$  выделим элементарную площадь  $dF$ . По определению статический момент площади относительно горизонтальной оси – это интеграл вида:

$$S_t = \int_F y_c(t) dF \quad (2)$$

где  $y_c(t)$  – координаты центра тяжести элементарной площади.

Учитывая, что  $dF = y(t)dt$ , а  $y_c(t) = y(t)/2$  запишем выражение (2) в следующем виде:

$$S_t = \int_0^{T/2} \frac{1}{2} A \sin \frac{2\pi}{T} t \cdot A \sin \frac{2\pi}{T} t dt \quad (3)$$

Координату центра тяжести площади, находящейся под произвольной синусоиды, можно определить, используя следующую зависимость:

$$y_c = \frac{S_t}{F} \quad (4)$$

Площадь под кривой можно определить следующим образом:

$$F = \int_0^{T/2} A \sin \frac{2\pi}{T} t dt \frac{AT}{\pi} \quad (5)$$

Тогда

$$y_c = \frac{\int_0^{T/2} \frac{1}{2} A^2 \left( \sin \frac{2\pi}{T} t \right)^2 dt}{\int_0^{T/2} A \sin \frac{2\pi}{T} t dt} = \frac{A \left[ \frac{1}{2} t - \frac{T}{8\pi} \sin \frac{4\pi}{T} t \right]_0^{T/2}}{2 \left[ -\frac{T}{2\pi} \cos \frac{2\pi}{T} t \right]_0^{T/2}} = \frac{A\pi}{8} \quad (6)$$

Будем считать, что угол наклона открытой поверхности сыпучего материала к горизонту на краю синусоиды равен углу трения движения сыпучего материала, т.е. с математической точки зрения это означает, что первая производная функции  $y(t)$  при  $t=0$  равна тангенсу угла трения сыпучего материала:

$$y'(t) = A \frac{2\pi}{T} \cos \frac{2\pi}{T} t \quad \text{при } t=0 \quad \cos \frac{2\pi}{T} t = 1, \text{ тогда}$$

$$tg\varphi = \frac{2\pi A_0}{T_0} \quad (7)$$

С учетом (5) можно записать:

$$T_0 = \frac{F\pi}{A_0} \quad (8)$$

Подставим данное выражение в выражение (7) и после преобразования получим:

$$A_0 = \sqrt{\frac{F \cdot tg\varphi}{2}} \quad (9)$$

Изменение потенциальной энергии сыпучего материала описывается зависимостью (1). Из формулы (6) видно, что координата центра тяжести, а, следовательно, и потенциальная энергия однозначно и линейно зависит от амплитуды синусоиды. Отсюда можно сделать вывод о том, что функциональная зависимость амплитуды от времени имеет тот же вид, что и зависимость потенциальной энергии от времени. Следовательно, можно записать:

$$A(t) = A_0 e^{-\beta\sqrt{t}} \quad (10)$$

В соответствии с уравнением (8):

$$T(t) = \frac{F\pi}{A(t)} \quad (11)$$

С учетом (10), (2) уравнение кривой, описывающей верхнюю границу порции сыпучего материала в процессе вибрации (3), запишем в следующем виде:

$$y(t) = A_0 e^{-\beta(s)\sqrt{t}} \sin \frac{2\pi}{T} t \quad (12)$$

Данная формула позволяет найти количество материала  $\Delta Q$ , которое ссыпается с лотка за интервал времени  $\Delta t$ :

$$(\Delta Q = \int_{t-\Delta t}^t y(t) dt), \quad (13)$$

при условии, что в момент времени  $t - \Delta t$ , интересующее нас поперечное сечение порции сыпучего материала находится на ссыпающем краю лотка.

Таким образом, получена аналитическая зависимость для описания открытой поверхности порции сыпучего материала. Теперь рассмотрим процесс движения центра тяжести порции сыпучего материала по наклонному вибрирующему лотку.

Для оценки процесса движения центра тяжести отдельной порции сыпучего материала по лотку были проведены эксперименты. По материалам видеосъемки в фиксированные моменты времени визуально определяли положение центра тяжести порции сыпучего материала на лотке. При фиксированных параметрах процесса (объем порции, угол наклона лотка, амплитуда вибрации загрузочного края лотка, частоты колебаний лотка, давления воздуха) проводили серию экспериментов. Для фиксированных значений времени рассчитывали среднее значение координаты  $X$  центра тяжести порции сыпучего материала (ось  $X$  направлена вдоль лотка от загрузочного края к разгрузочному).

По мере продвижения материала вдоль лотка перемещение центра тяжести за равные промежутки времени уменьшается. Учитывая, что амплитуда колебаний линейно уменьшается от загрузочного края к разгрузочному, было сделано предположение о том, что ускорение движения центра тяжести так же линейно уменьшается по длине лотка, т.е. если:

$$A(S) = A_{0L} - k_A S, \quad \text{то} \quad a(S) = a_0 - k_a S \quad (14)$$

где  $A_{0L}$  – амплитуда колебаний лотка в сечении, где осуществляется загрузка порции сыпучего материала;  $A_0$  – ускорение центра тяжести порции сыпучего материала в сечении лотка, где осуществляется загрузка порции;  $k_A, k_a$  – коэффициенты пропорциональности.

Зная закон изменения ускорения по длине лотка, можно получить зависимость пути  $S$  от времени.

Если  $a(S) = a_0 - k_a S$ , где  $k_a = \frac{a_0}{L_0}$ , то можно сделать следующие преобразования:

$$\frac{da}{dS} = -k_a \quad \text{и} \quad \frac{da}{ds} = \frac{a'(t)}{S'(t)} \Rightarrow a'(t) + k_a S'(t) = 0$$

Учитывая, что  $a'(t) = V''(t)$ ,  $S'(t) = V(t)$  находим

$$V'(t) + k_a V(t) = 0, \quad \text{откуда}$$

$$V(t) = C_1 \cos(\sqrt{k_a t}) + C_2 \sin(\sqrt{k_a t})$$

$$\text{Следовательно, } S(t) = \frac{1}{\sqrt{k_a}} C_1 \sin(\sqrt{k_a t}) - \frac{1}{\sqrt{k_a}} C_2 \cos(\sqrt{k_a t}) + C_3$$

Удовлетворим начальным условиям:

$$S(0) = 0 \Rightarrow C_2 = \sqrt{k_a} C_3$$

$$a(0) = a_0 \Rightarrow C_3 = \frac{a_0}{k_a} \Rightarrow C_2 = \frac{a_0}{\sqrt{k}}$$

получим 
$$S(t) = \frac{1}{\sqrt{k_a}} C_1 \sin(\sqrt{k_a t}) + \frac{1}{k_a} a_0 (1 - \cos(\sqrt{k_a t})).$$

Тогда

$$V(t) = C_1 \cos(\sqrt{k_a t}) + \frac{1}{\sqrt{k_a}} \sin(\sqrt{k_a t})$$

Если при  $t=0$   $V=V_0$ , то  $C_1=V_0$ .

Окончательно функция перемещения запишется в следующем виде

$$S(t) = \frac{1}{\sqrt{k_a}} V_0 \sin(\sqrt{k_a t}) + \frac{1}{k_a} a_0 (1 - \cos(\sqrt{k_a t})) \quad (15)$$

В данной зависимости три параметра ( $V_0$ ,  $k_a$ ,  $a_0$ ) подлежат идентификации. Определение численных значений данных параметров осуществляли для каждого конкретного сыпучего материала при фиксированном угле наклона лотка к горизонту. Другими словами, для каждой комбинации «сыпучий материал-угол наклона», определялись свои значения параметров.

При отсутствии вибрации, слабом давлении воздуха и угле наклона лотка меньше, чем угол трения покоя, тело неподвижно. Вибрационное воздействие, перпендикулярное к поверхности лотка позволяет на определенном полупериоде колебания (лоток движется вниз) уменьшить силу нормального давления, а, следовательно, и силу трения до такого значения, что тело начнет свое движение под действием скатывающей силы  $m_g \cdot \sin \alpha$ , причем будет двигаться с переменным положительным ускорением. Затем (лоток движется вверх), тело будет двигаться с переменным отрицательным ускорением вплоть до остановки.

Ускорение движения материала по лотку можно определить, используя следующее соотношение:

$$ma = mg \sin \alpha - f_{\text{мп}} (mg \cos \alpha + my''(t)) \quad (16)$$

Поскольку для начала движения необходимо преодолеть силу трения, ускорение на участке разгона определяется следующим образом:

$$a = g \sin \alpha - f_{\text{мп}} g \cos \alpha + \omega^2 A_0 \sin(\omega t) - K_p A_0 \quad (17)$$

Скорость тела в конце участка разгона будет равна:

$$V_1 = (g \sin \alpha - f_{mp} g \cos \alpha) \Delta t_1 - \omega A_0 \cos(\omega t) \Big|_{t_0}^{t_0 + \Delta t_1} - K_p A_0 \Delta t_1 \quad (18)$$

Скорость тела в конце участка торможения можно определить, используя следующую зависимость:

$$V_2 = V_1 + (g \sin \alpha - f_{mp} g \cos \alpha) \Delta t_2 - \omega A_0 \cos(\omega t) \Big|_{t_0 + \Delta t_1}^{t_0 + \Delta t_1 + \Delta t_2} - K_p A_0 \Delta t_2 \quad (19)$$

Если  $V_0=0$ , то

$$V_1 = -(g \sin \alpha - f_{mp} g \cos \alpha) \Delta t_2 + \omega A_0 \cos(\omega t) \Big|_{t_0 + \Delta t_1}^{t_0 + \Delta t_1 + \Delta t_2} + K_p A_0 \Delta t_2 \quad (20)$$

Приравнявая (5) и (7), получим:

$$\begin{aligned} (g \sin \alpha - f_{mp} g \cos \alpha) \Delta t_1 - \omega A_0 \cos \omega(t_0 + \Delta t_1) + \omega A_0 \cos \omega t_0 - K_p A_0 \Delta t_1 = \\ = -(g \sin \alpha - f_{mp} g \cos \alpha) \Delta t_2 + \omega A_0 \cos \omega(t_0 + \Delta t_1 + \Delta t_2) \\ - \omega A_0 \cos \omega(t_0 + \Delta t_1) - K_p A_0 \Delta t_2 \end{aligned} \quad (21)$$

Анализ уравнения (8) показывает, что данное равенство справедливо при выполнении двух условий:

$$g \sin \alpha - f_{mp} g \cos \alpha = 0 \quad \text{и} \quad K_p A_0 = 0.$$

Функция, описывающая ускорение колебаний лотка в точке загрузки порции, может быть записана в виде  $y_1 = A_{0L} \sin \alpha_1$ , а на расстоянии  $S$  как  $y_2 = (A_{0L} - k_L S) \sin \alpha_2$ . Тогда для определения  $\Delta t(S)$  необходимо решить следующую пропорцию:

$$\frac{\Delta \epsilon(S)}{\Delta t_0} = \frac{\pi - 2\alpha_1}{\pi - 2\alpha_2}, \quad \text{где} \quad \alpha_1 = \arcsin \left( \frac{K_p y_0''}{\alpha_{0L} k_\alpha S} \right), \quad \alpha_2 = \arcsin(K_p)$$

Окончательно получим:

$$\Delta t(S) = \frac{\pi - 2 \operatorname{ark} \sin \frac{K_p y_0''}{\alpha_{0L} - k_0 S}}{\pi - 2 \operatorname{ark} \sin K_p} \cdot \Delta t_0 \quad (22)$$

где  $K_p, k_\alpha$  – коэффициенты пропорциональности;

$y_0''$  – ускорение перпендикулярное к поверхности лотка в точке загрузки порции сыпучего материала, м/с<sup>2</sup>;

$S$  – путь, пройденный центром тяжести твердого тела, м;

$\Delta t_0$  – дискретная величина промежутка времени, с.

Для описания процесса движения твердого тела по наклонному лотку в дискретной форме, исходя из теоретического анализа процесса, сделаем следующие допущения:

1. За период одного колебания лотка тело движется с некоторой постоянной скоростью, т.е. тело за отрезок времени  $\Delta t$  пройдет путь

$$\Delta S = \langle V \rangle \Delta t, \quad (23)$$

где  $\langle V \rangle$  – средняя скорость, м/с;

$\Delta t$  – время движения за интервал времени  $\Delta t$ , с.

2. Средняя скорость, пропорциональная пройденному пути, т.е. расстоянию от загрузочного края до центра тяжести тела, на последующем периоде колебания уменьшается:

$$\langle V \rangle = \langle V_0 \rangle - K_V S \quad (24)$$

где  $\langle V_0 \rangle$  – средняя начальная скорость, мм/с;

$K_V$  – коэффициент пропорциональности.

3. Время движения  $\Delta t$  уменьшается по длине лотка, в соответствии с (9).

Для проверки адекватности предложенной модели проводили серию экспериментов. Методика эксперимента заключалась в следующем. В наклонный лоток помещалось твердое тело (стальной параллелепипед размером 20x15x10 мм), Включали вибратор и проводили видеосъемку процесса движения. Полученное изображение раскладывалось на отдельные кадры. По полученным материалам определяли положение центра тяжести твердого тела в каждый конкретный момент времени. Затем процесс повторяли снова с целью получить среднее значение координаты центра тяжести твердого тела, при фиксированных параметрах процесса (угол наклона лотка, амплитуда вибрации загрузочного края лотка, частоты колебаний лотка). По полученным средним экспериментальным значениям проводили идентификацию параметров ( $V_0$ ,  $K_p$ ).

Анализ результатов расчета по данному алгоритму и их сравнение с экспериментальными данными, показали, что значение скорости  $\langle V_0 \rangle$  (11) прямо пропорционально синусу угла наклона лотка к горизонту, а значение  $K_p$  прямо пропорционально косинусу данного угла. На наш взгляд эти закономерности не противоречат физической сущности рассматриваемого процесса. Действительно, ускорение движения тела, а, следовательно, и скорость прямо пропорционально синусу угла наклона лотка к горизонту, сила трения прямо пропорциональна косинусу данного угла.

При переходе от модели движения центра тяжести твердого тела к модели движения центра тяжести порции сыпучего материала вдоль наклонного вибрирующего лотка [6] были приняты следующие допущения:

- на протяжении каждого цикла движения центр тяжести ускоряется, затем затормаживается и в конечном итоге скорость его перемещения становится равной нулю; средняя скорость движения, в

пределах одного цикла, изменяется линейно по длине лотка, уменьшаясь от загрузочного к разгрузочному краю;

- время движения центра тяжести с указанной средней скоростью, в пределах одного цикла, уменьшается при перемещении его от загрузочного к разгрузочному краю согласно уравнению (9);

- после начала ссыпания материала с лотка центр тяжести порции сыпучего материала движется с постоянной скоростью, равной скорости его движения на момент начала ссыпания.

Как и в модели движения отдельного твердого тела в математической модели движения отдельной порции сыпучего материала по наклонному вибрирующему лотку, идентификации подлежат два параметра –  $V_0$  и  $K_p$ .

Таким образом, получена аналитическая зависимость для описания открытой поверхности порции сыпучего материала, а также рассмотрен процесс движения центра тяжести порции сыпучего материала по наклонному вибрирующему лотку.

### **Библиографический список**

1. Телешов А.В., Сапожников В.А. Производство сухих строительных смесей: критерии выбора смесителя // Строительные материалы. 2000. №1. С. 10-11.

2. Макаров Ю.И. Аппараты для смешения сыпучих материалов // М.: Машиностроение, 1973. 216 с.

3. Макаров Ю.И., Сальникова Г.Д. Основные тенденции совершенствования отечественного оборудования для смешивания сыпучих материалов // Химическое и нефтяное машиностроение. 1993. №10. С. 5-8.

4. Богомоллов А.А., Мукайлович В.И. Анализ скоростного процесса смесеобразования // Междунар. конференция «Ресурсо- и энергосберегающие технологии строительных материалов, изделий и конструкций». Белгород. 1995.

5. Богомоллов А.А., Белозеров И.Г., Белозерова О.В., Ельцов М.Ю. Некоторые аспекты моделирования процесса смешения в смесителях непрерывного действия // Междунар. конференция «Промышленность стройматериалов и строй индустрия, ресурсо- и энергосбережение в рыночных условиях». Белгород: 1997.

6. Стрыгин А.А., Куда А.Н., Сулимов В. Исследование сегрегации частиц в гравитационном потоке зернистых сред на вибрирующей плоскости // Труды ТГТУ: Сб. науч. ст. молодых ученых и студентов.

Технологические процессы и оборудование. Тамбов: Изд-во Тамб. гос. тех. ун-та. 2000. Вып. 6. С. 44-48.

## **ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ АРМИРОВАНИЯ РАЗЛИЧНЫМИ ВОЛОКНАМИ НА ПРОЧНОСТЬ ГИПСОВЫХ КОМПОЗИТОВ**

**Игамбердиев Б.Г., ассистент**

*Ферганский политехнический институт,  
г. Фергана, Республика Узбекистан*

**Адылходжаев А.И., проф.**

*Ташкентский институт инженеров железнодорожного  
транспорта, г. Ташкент, Республика Узбекистан*

Активные экономические процессы, проходящие сегодня в Узбекистане, также затрагивают вопросы перехода к устойчивому развитию. Принцип устойчивости подразумевает рациональное использование всех видов ресурсов, снижение их потерь, внедрения ресурсосберегающих и безотходных технологий. Проблема рационального и комплексного использования сырьевых ресурсов неразрывно связана с проблемой утилизации техногенных отходов.

Ежедневно на планете образуется несколько миллионов кубических метров твердых отходов. Если газообразные и жидкие отходы быстро поглощаются окружающей средой, то ассимиляция твердых отходов длится десятки, а то и сотни лет. А места их складирования занимают масштабные территории.

В Узбекистане в среднем складывается до 30 млн. м<sup>3</sup>/год твердых отходов. Всего в стране их скопилось до 11 млрд. тонн. Свалки отходов занимают более 50 000 тыс. гектаров. В связи с низким уровнем переработки, объем образования промышленных отходов в Узбекистане в 5 раз выше, чем в США, и в 3 раза выше, чем в странах Европы [1].

Учитывая увеличивающееся количество полигонов для хранения твердых бытовых отходов, а также спрос рынка на новые многофункциональные строительные материалы, возникает необходимость производства строительных материалов с использованием техногенных отходов.

Во всем мире при производстве строительных материалов получило широкое распространение армирование фибрами и микрофибрами. Если изучить природу применяемых фибр и состав

твердых бытовых отходов, то можно заметить, что некоторые составные ТБО пригодны для изготовления добавок в виде фибр. Некоторые отходы и вовсе имеют волокнистую природу.

К примеру, из ПЭТ-бутылок можно получить прочное волокно, с хорошими адгезивными свойствами. Издавна известна технология переработки стеклобоя в стекловолотно, которая в свою очередь находит широкое применение в производстве стеновых панелей. Макулатура состоит в основном из целлюлозы, которая сама по себе имеет волокнистую природу. Но есть и специфические отходы, которые характерны только для Узбекистана – шерсть.

Сегодня в Узбекистане овечья шерсть не находит своих покупателей, как шерсть животных в других странах. Основная масса овечьей шерсти выбрасывается, так и не получив второе применение.

Овечья шерсть считается уникальным материалом природного происхождения, имеющим феноменальные теплотехнические характеристики. Способ её добывания не приносит вреда самому животному, что является дополнительным плюсом.

Одним из важнейших качеств шерсти является низкая теплопроводность. Ещё одно не менее важное свойство этого материала – высокая гигроскопичность.

Идея использования шерсти для армирования гипса, теоретически хоть и кажется абстрактной, но на практике может дать уникальный строительный материал. К поиску нестандартных решений призывал и датский ученый Нильс Бор, говоря – *«Ваша идея, конечно, безумна, весь вопрос в том, достаточно ли она безумна, чтобы оказаться верной».*

Для определения воздействия добавок из отходов на гипсовые вяжущие был проведен ряд испытаний. В ходе испытаний в качестве основного вяжущего вещества использовался строительный гипс марки Г-4, добавками служили волокнистые отходы техногенного характера. Волокна в вяжущем располагались хаотично.

Были изготовлены гипсовые образцы, наполненные волокнами, в основном 8 видов.

*Таблица 1*

**Состав изготовленных образцов, % масс.**

| Компонент                     | №1    | №2    | №3   | №4    | №5    | №6    | №7    | №8    |
|-------------------------------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1                             | 2     | 3     | 4    | 5     | 6     | 7     | 8     | 9     |
| <b>Гипс</b>                   | 99,69 | 99,49 | 99,2 | 98,98 | 96,94 | 99,36 | 93,42 | 98,41 |
| <b>Распушенная макулатура</b> | 0,31  | 0     | 0    | 0,73  | 2,13  | 0,39  | 5,47  | 1,10  |

Окончание таблицы 1

| 1             | 2   | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    |
|---------------|-----|------|------|------|------|------|------|------|
| Овечья шерсть | 0   | 0,51 | 0    | 0,29 | 0    | 0,26 | 0,56 | 0,25 |
| ПЭТ волокно   | 0   | 0    | 0,80 | 0    | 0,93 | 0    | 0,56 | 0,25 |
| Всего         | 100 | 100  | 100  | 100  | 100  | 100  | 100  | 100  |

Для определения физико-механических характеристик образцов был проведен ряд испытаний. Полученные в итоге экспериментов данные внесены в таблицу 2.

Таблица 2

**Данные испытания гипсовых образцов**

|           | Плотность, кг/м <sup>3</sup> | Прочность при изгибе, МПа | Прочность на сжатие, МПа |
|-----------|------------------------------|---------------------------|--------------------------|
| Образец 1 | 1212,9                       | 4,2                       | 8                        |
| Образец 2 | 1284,2                       | 4,5                       | 10,5                     |
| Образец 3 | 1220                         | 4,2                       | 8,1                      |
| Образец 4 | 1260,9                       | 3,4                       | 10,1                     |
| Образец 5 | 1294                         | 3,4                       | 11,9                     |
| Образец 6 | 1244,2                       | 3,6                       | 14,7                     |
| Образец 7 | 1315, 5                      | 4,8                       | 18,5                     |
| Образец 8 | 1316,9                       | 4,6                       | 21                       |

Проведенные работы показали, что при изготовлении образцов без применения специальных методов уплотнения, прессования и вибрирования количество волокон по объему ограничено и не превосходит 8-11% [2].

Из данных, показанных в таблице, видно, что образцы №7 и №8 имеют самую высокую прочность. Дальнейшие же испытания помогли сделать вывод, что оптимальным решением станет выбор добавок в количестве 6% из техногенных отходов при соотношении 10:1:1.

**Библиографический список**

1. Эргашев А., Руденко И., Давлетов С., Азизов А., Акиншина Н. Основы устойчивого развития и природопользования // Baktria press. Ташкент. 2016. 296 с.
2. Игамбердиев Б.Г., Артикова М.А. Использование волокон из вторичного сырья для улучшения свойств вяжущих веществ // Проблемы современной науки и образования. 2017. №23(105). С. 14-18.

## **ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ МОДИФИКАТОРОВ РЖАВЧИНЫ ПРИ ПОДГОТОВКЕ ПОВЕРХНОСТИ ПЕРЕД ОКРАСКОЙ ЭЛЕКТРОХИМИЧЕСКИМ МЕТОДОМ**

**Калмагамбетова А.Ш., канд. техн. наук, доц.**  
*Карагандинский государственный технический  
университет, г. Караганда, Республика Казахстан*

Высококачественная окраска при техническом обслуживании и ремонте является одним из способов увеличения долговечности металлических конструкций.

Самым важным из факторов, влияющих на долговечность лакокрасочных покрытий, даже важнее качества используемых материалов, является качество подготовки поверхности металла перед окрашиванием.

Подготовка поверхности металлических конструкций заключается в очистке от продуктов коррозии, окалины, старой краски, жировых и других загрязнений, а также в нейтрализации и удалении кислот, щелочей и других химических продуктов, препятствующих хорошему сцеплению покрытия с металлом. При окраске по неочищенной поверхности адгезия покрытия к ней снижается, и на металле быстро появляется подпленочная коррозия [1].

Механизированным и ручным способом очистка сильно заржавленной поверхности не позволяет полностью удалить продукты коррозии и приводит к неизбежной окраске по остаточной ржавчине. В таких случаях, наиболее актуальным методом является окраска непосредственно по ржавой поверхности металлических конструкций путем использования модификаторов ржавчины, которые могут реагировать с продуктами коррозии и превращать их из вредных в нейтральные, или даже полезные вещества.

При нанесении модификаторов на поверхность металла формулируется пленка, обладающая высокой защитной способностью и хорошей адгезией к подложке. Чаще всего она служит промежуточным слоем между металлом и основным лакокрасочным покрытием. Кислотные модификаторы продуктов коррозии превращают окислившееся железо в ортофосфат, который при взаимодействии с остальными компонентами состава образует прочное, химически устойчивое соединение. Преобразователь ржавчины с цинком работает по принципу притягивания кислорода к атомам цинка. При этом происходит частичная оцинковка металла, а образовавшийся цинковый

слой надежно защищает обрабатываемую поверхность от электрохимической коррозии.

Существует ряд электрохимических методов для оценки защитных свойств лакокрасочных покрытий в лабораторных условиях. Наибольшее распространение получил импедансный метод оценки защитных свойств как тонкослойных лакокрасочных покрытий, так и систем покрытий.

За критерий оценки защитных свойств лакокрасочных покрытий в этом методе принято изменение частотной зависимости емкости и сопротивления окрашенного металла в электролите. Преимуществом этого метода оценки защитных свойств лакокрасочных покрытий является объективность данных о защитных свойствах покрытий и их изменении под влиянием коррозионной среды до появления видимых коррозионных поражений.

Импедансный, или, как его часто называют, емкостно-омический метод заключается в измерении емкости и сопротивления окрашенного металла в электролите, изменяющихся под воздействием среды. Метод основан на представлении, что металл с покрытием при погружении в электролит описывается эквивалентной электрической схемой, в которой емкость и сопротивление соединены параллельно, иными словами, в первый момент соприкосновения с электролитом система может рассматриваться как конденсатор с потерями, в котором металл и электролит являются обкладками, а диэлектрической прокладкой – лакокрасочное покрытие.

По мере увеличения несплошности покрытия и появления участков с прямой проводимостью электролит достигает поверхности металла, и измеряемая емкость будет определяться суммой электрической и электрохимической составляющих. Электрическая емкость мала по величине и не зависит от частоты, а электрохимическая емкость сильно зависит от частоты и возрастает по величине под воздействием электролита. Сопротивление зависит от частоты переменного тока в том случае, когда покрытие обладает высокими изоляционными свойствами, что характерно для начального момента воздействия электролита на лакокрасочное покрытие и для покрытий с высокими защитными свойствами. Для покрытий с низкими защитными свойствами характерно отсутствие или малая зависимость сопротивления от частоты.

Измерения проводились с использованием моста переменного тока Р-571, а в качестве модельного электролита применялся 3% раствор хлористого натрия. Измерения проводились на образцах для ускоренных испытаний в виде пластин. Для проведения измерений

применяли стеклянные полые трубки диаметром 25 мм и высотой 40 мм, наклеиваемые на образцы. В качестве вспомогательного электрода использовалась платинированная платина [2].

Вспомогательный электрод опускается в электролит, налитый в стаканы на 2/3 его высоты; при этом электрод не должен касаться окрашенной поверхности. К измерительной установке или мосту ячейка подключается двумя контактами: вспомогательным электродом и участком образца с удаленным покрытием.

После того как в стаканы налит электролит, система выдерживается перед измерениями в течение 0,5-1 ч.

Для исследований использовали образцы из стали Ст 3 следующих составов: модификатор №3 + грунтровка ГФ-010; модификатор №3 + грунтровка БТ-577; грунтровка ГФ-010; грунтровка БТ-577.

Как показали исследования антикоррозионных композиций, для всех составов характерна хорошая изолирующая способность в начале испытаний. Повышение емкости соответствует тому моменту, когда покрытие начинает разрушаться. Из рис. 1 видно, что использование модификатора ржавчины значительно повышает изолирующие способности антикоррозионных композиций. Разрушение состава 1 происходит через 60 суток; состава 2 – через 55 суток; 3 – через 41 сутки и через 38 суток – состава 4.



Рис. 1. Изменение во времени емкости электрода С для антикоррозионных композиций при частоте переменного тока 1000 Гц: 1 – модификатор ржавчины №3 + грунтровка ГФ-010; 2 – модификатор ржавчины №3 + грунтровка БТ-577; 3 – грунтровка ГФ-010; 4 – грунтровка БТ-577

Таким образом, использование модификатора ржавчины значительно повышает изолирующие способности антикоррозионных композиций. На основании результатов электрохимических методов исследования установлено пассивирующее действие фосфатов, которые в сочетании с лакокрасочной пленкой БТ-577 и ГФ-010 обеспечивают повышенную стойкость покрытия, мелкокристаллическая структура фосфатной пленки способствует хорошей впитываемости лакокрасочных материалов и улучшает их адгезию.

Результаты электрохимических методов исследования подтвердили целесообразность применения модификаторов ржавчины №3 для подготовки поржавевших поверхностей перед нанесением указанных защитных покрытий.

### **Библиографический список**

1. Розенфельд И.Л., Рубинштейн Ф.И., Жигалова К.А. Защита металлов от коррозии лакокрасочными покрытиями. / М.: химия, 1987. 224 с.
2. Абсиметов В.Э., Калмагамбетова А.Ш. Антикоррозионные материалы для подготовки поверхности и окраски металлоконструкций в ремонтных условиях. Астана: Акмолинская полиграфия. 1999. 138 с.

## **АНАЛИЗ СОВРЕМЕННЫХ СТЕНОВЫХ МАТЕРИАЛОВ**

**Лебедев А.А., аспирант**

**Агеева М.С., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В настоящее время, существует большая номенклатура строительных стеновых материалов, при их выборе нужно опираться не только на физические свойства материала, но и экономический аспект, а именно на минимальность трудозатрат при возведении стен и общих расходов при строительстве.

При выборе строительных стеновых материалов важно обращать внимание на их характеристики и свойства: прочность, долговечность, соответствие теплотехническим нормам, обеспечивать необходимую температурно-влажностную среду в помещениях, для обеспечения комфорта пребывания человека, при этом обладать достаточными

звукоизоляционными свойствами и иметь конструкцию, отвечающую современным методам возведения стен [1].

Прежде всего, надо отметить, что стеновые материалы – это строительные материалы, предназначенные для сооружения стен зданий и сооружений различного назначения. Стеновые изделия имеют различную классификацию, к основным видам стеновых материалов можно отнести: кирпич, стеновые камни, блоки, сэндвич-панели, изделия из дерева и др. При выборе стенового материала необходимо учитывать сферу применения.

Наиболее распространенным строительным материалом традиционно остается кирпич [4, 6]. Однако, в последнее время, широко начали применяться при строительстве зданий и сооружений строительные блоки, среди которых наибольшей популярностью пользуются шлакоблоки, газосиликатные блоки, керамзитобетонные блоки, пенобетонные блоки. Обратим внимание на их состав, который, безусловно, влияет на характеристики представленных строительных материалов, а также на возможность их использования в той или иной сфере строительства.

Газобетонные (газосиликатные) блоки – состоят из кварцевого песка, извести, цемента, воды, газообразователей, пластифицирующих, стабилизирующих и других добавок.

Обладают отличными теплоизоляционными и прочностными характеристиками, используются для малоэтажного строительства. Однако имеют и ряд недостатков, среди которых необходимо отметить низкую морозостойкость и большое водопоглощение. Данные блоки лучше всего подходят для возведения перегородок в теплых и сухих помещениях. Склонны к усадке, могут давать трещины [2, 3].

Пенобетонные блоки – состоят из цемента, воды, песка и специальных пенообразователей. Обладают ячеистой структурой, небольшим весом, отлично поддаются сверлению, фрезеровке, обладают высокой пожаростойчивостью. Применяются при кладке несущих и наружных стен, перегородок зданий высотой до 3-х этажей. В свою очередь, они характеризуются хорошей прочностью, но не могут похвастать низким водопоглощением и высокой морозостойкостью. Ввиду этого использование пенобетонных секций требует обязательного устройства влаго- и теплоизоляции.

Среди недостатков этого материала также можно выделить неудобство монтажа. Из-за пористой структуры блока, возникает сложность надежного закрепления дюбелей, а также повышается риск

распространения разного рода грибков. Материал подвержен усадке, приводящей к появлению трещин.

Керамзитобетонные блоки изготавливаются из керамзита, песка и цемента путем вибропрессования и пропарки. В основном различают пустотелые и полнотелые керамзитобетонные блоки, которые можно использовать для возведения несущих стен, перегородок, устройства проемов и т.д. Главным их недостатком является неидеальная геометрия и сравнительно большая масса.

На сегодняшний день эксперты и аналитики рынка строительных материалов отмечают устойчивую тенденцию роста спроса на керамзитобетонные блоки, что в целом и не удивительно, учитывая их эксплуатационные характеристики [5].

Стеновые блоки из керамзитобетона лидируют среди строительных материалов благодаря ряду положительных свойств: сокращение сроков строительства зданий (благодаря размеру керамзитобетонного блока); небольшую нагрузку на основание постройки; хорошую прочность; устойчивость к воздействию окружающей среды; отсутствие процесса усадки; возможность кладки при помощи клея и раствора; длительность эксплуатации (более 75 лет); экологичность; пожарную безопасность, уступая лишь блокам из газосиликата, которые при аналогичном классе прочности имеют меньшую среднюю плотность и более высокое приведенное сопротивление теплопередаче.

Что касается шлакоблока – это настоящий ветеран среди блочных строительных материалов. В настоящее время используется довольно редко по причине низкой экологичности, высокого водопоглощения, плохой морозостойкости и наличия в составе доменного шлака. Среди немногочисленных преимуществ нужно отметить сравнительно доступную стоимость и малую массу.

Также важно обратить внимание на то, что эксплуатационные характеристики блочных строительных материалов напрямую зависят от соотношения составляющих компонентов. К примеру, в случае с керамзитобетонными блоками увеличение количества керамзита приводит к улучшению такой характеристики, как теплоизоляция, а повышение процента песка и цемента увеличивает теплопроводность и вес готового блока. В настоящее время практически весь керамзитобетон производится с применением песка. Однако существуют методики, которые позволяют изготавливать материал и на цементной пене [7].

Кроме того, современные технологии позволяют использовать воду, органический краситель, гранитный щебень и кварцевый песок,

что делает производство блоков полностью безопасным для окружающей среды, а эксплуатацию – безвредной для человека. Технология производства не предусматривает применения вредных химических веществ. Именно поэтому керамзитобетонные блоки довольно часто сравнивают с природным камнем. Даже их внешний вид очень похож на скол природного камня, что делает их довольно популярными среди архитекторов, что также делает их достойными конкурентами среди иных строительных материалов.

Стеновые панели «сэндвичи» – высокоэффективные строительные материалы. «Сэндвичами» называют крупноразмерные строительные конструкции в виде легких многослойных элементов, сочетающих в себе высокие теплоизолирующие качества с другими свойствами, характерными для ограждающих конструкций (механическая прочность, надежная защита от атмосферных воздействий, долговечность, огнестойкость, высокая декоративность и т.д.). Прекрасные теплоизоляционные свойства таких панелей снижают расходы на отопление здания, обеспечивают высокую степень комфортности. Жесткие обоймы-скорлупы (наружные и внутренние) таких панелей чаще всего выполняются из долговечных, надежных по своим физико-техническим свойствам металлических листов.

Панели выполнены таким образом, что стыки между ними являются герметически закрытыми и позволяют исключить мостики холода и проникновение воды от атмосферных осадков, а также паров воды внутрь помещений. Сама теплоизоляция как бы "запаяна" в водонепроницаемую оболочку и находится в воздушно-сухом состоянии, что исключает появление грибков, плесени и, как следствие, запаха, сопровождающих длительную эксплуатацию щитовых домов с недостаточно продуманной системой вентиляции.

Стеновые панели «сэндвичи» являются самонесущими навесными конструкциями. Их нужно применять при строительстве зданий и сооружений, возводимых по каркасно-панельной схеме, когда несущие конструкции здания выполнены из металлических, железобетонных, деревянных и клее-деревянных элементов [8].

Однослойные железобетонные стеновые панели из лёгких конструктивных или ячеистых бетонов могут применяться в различных природно-климатических условиях, но в районах с холодным климатом такие стены экономически нецелесообразны, так как из расчета на теплозащиту необходима большая толщина конструкции. Так же необходимо учитывать климатические условия их применения, например необходимость устройства плотного и утолщённого

наружного защитно-отделочного слоя, водозащитных экранов из листовых или тонких плитных материалов при эксплуатации в местах с сильными ветрами и повышенной влажностью.

Двухслойные железобетонные стеновые панели с крупнопористым утепляющим слоем применяют в районах с сухим климатом, а с плотным утепляющим слоем – в районах с сухим и умеренно нормальным климатом.

Трёхслойные железобетонные стеновые панели могут применяться для любых статических функций, т.е. быть несущими, самонесущими и ненесущими, а также в разных природно-климатических условиях и при разной относительной влажности внутреннего воздуха, так как их внутренние и наружные бетонные слои имеют высокое сопротивление паро- и водопрооницанию. За счёт изменения марки бетона, толщины несущих бетонных слоёв и армирования можно менять прочность стен из этих панелей в большом диапазоне, а меняя вид утеплителя и толщину утепляющего слоя, можно получать требуемые теплозащитные показатели для наружных стен [9-10].

Стены, возведенные из деревянных материалов, имеют низкую теплопроводность, так же как и из каменных материалов, но у них толщина меньше, благодаря чему затраты на строительство меньше. Вес деревянного дома меньше каменного, поэтому необходимости возводить под него мощный фундамент не возникает, а также нет необходимости в дополнительном утеплении [11-13].

Можно отметить ряд достоинств деревянных домов: эффектный внешний вид; финишный вид стен: зачастую они не нуждаются в дополнительной внешней и внутренней отделке, кроме окрашивания. Но, как и любой другой строительный материал, дерево имеет свои недостатки. Дом, построенный из дерева, долго усаживается, не рекомендуется сразу вставлять окна, двери и т.д. [14]. Дом должен «выстояться» под временной кровлей около года. Возможна усадка стен, вследствие чего происходит изменение высоты в зависимости от степени влагонасыщенности исходного материала, которая может составлять от 3 до 12%. Поэтому, важно на этапе проектирования высоты потолков, учесть этот коэффициент.

На сегодняшний день строительный рынок предлагает широкую номенклатуру строительных стеновых материалов, различных сфер применения и имеющих различные физико-механические свойства.

### **Библиографический список:**

1. Лесовик В.С. Геоника (геомиметика) и проблемы строительного материаловедения // Научные технологии и инновации, Юбилейная Международная научно-практическая конференция, посвященная 60-летию БГТУ им. В.Г. Шухова (XXI научные чтения). 2014. С. 224-229.
2. Рыжих В.Д., Тарасенко В.Н. Ячеистые бетоны как основной стеновой материал в малоэтажном жилищном строительстве // Инновации в науке и практике, сборник статей по материалам IV международной научно-практической конференции. В 4-х частях. 2017. С. 184-188.
3. Кудяков А.И., Пименова Л.Н., Морозова Л.А. Стеновой материал для малоэтажного строительства // Строительные материалы. 2000. № 7. С. 16-17.
4. Попов Н.Е., Песецкий Д.А., Солоненко Р.С. Сравнение силикатного и керамического кирпичей // Закономерности и тенденции инновационного развития общества, сборник статей международной научно-практической конференции: в 6 ч. Уфа, 2017. С. 174.
5. Лесовик Р.В., Алфимова Н.И., Ковтун М.Н. Стеновые камни из мелкозернистого бетона на основе техногенного сырья // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2007. № 11. С. 46-49.
6. Егорова А.О., Костомарова К.Д., Рябова А.А., Сытько К.О. Анализ рынка керамического кирпича в России // Экономика и предпринимательство. 2017. № 9-4 (86-4). С. 706-709.
7. Комарова Н.Д. В Мелкозернистые бетоны для производства стеновых камней цементных // Актуальные вопросы технических наук: теоретический и практический аспекты, Уфа, 2015. С. 3-20.
8. Лесовик Р.В., Агеева М.С., Лесовик Г.А., Богусевич Г.Г., Шаповалов С.М., Сопин Д.М. Повышение эффективности крупнопористого керамзитобетона за счет использования композиционных вяжущих из техногенного сырья различной природы // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2016. № 11. С. 58-62.
9. Сулейманов А.Г., Лесовик В.С. Эффективное композиционное вяжущее для мелких стеновых блоков // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2009. № 1. С. 95-96.
10. Лесовик В.С., Володченко А.А. Безавтоклавные стеновые материалы на основе природного наноразмерного сырья // Сборник научных трудов SWorld. 2012. Т. 47. № 4. С. 36-40.

11. Строкова В.В., Жерновский И.В., Мосьпан А.В., Максаков А.В. Стеновые автоклавные силикатные материалы пониженной теплопроводности с гранулированными заполнителями // Строительные материалы. 2010. № 6. С. 70-71.

12. Строкова В.В., Воронцов В.М., Мосьпан А.В., Максаков А.В. Конструкционные ячеистые стеновые материалы с пониженной теплопроводностью на основе активных гранулированных заполнителей // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2010. № 1. С. 42-46.

13. Володченко А.А., Чхин С. Энергосберегающие стеновые материалы с использованием нетрадиционного сырья // Научные и инженерные проблемы строительной-технологической утилизации техногенных отходов, Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. 2014. С. 78-83.

14. Володченко А.А., Лесовик В.С., Чхин С. Стеновые материалы на основе нетрадиционного сырья // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2014. № 5. С. 53-57.

## **ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ ОСТАТОЧНОГО СРОКА СЛУЖБЫ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В МОРСКОЙ СРЕДЕ**

**Литвинова Ю.В., канд. техн. наук, доц.**

*Северо-кавказский филиал федерального государственного  
бюджетного образовательного учреждения высшего образования  
«Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова», г. Минеральные Воды, Россия*

**Литвинова В.А., магистрант**

*Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования «Петербургский государственный университет  
путей сообщения Императора Александра I»,  
г. Санкт-Петербург, Россия*

В данной статье рассматривается срок службы железобетонных конструкций в морской среде. Иллюстрируется общая процедура оценки состояния остаточного срока службы конструкций до возникновения необходимости в ремонте. Для оценки остаточного срока службы представлена упрощенная математическая модель диффузии хлорида в двухслойной системе. Первые такие исследования были проведены с использованием метода конечных элементов.

Остаточные хлориды мигрируют из бетонного слоя в новый слой сразу же после того, как ремонтный материал был нанесен на конкретный элемент. Перепад содержания остаточных хлоридов в бетоне, а также толщина и стойкость к хлорированию как оставшегося, так и нового слоя покрытия будут определять остаточный срок службы отремонтированных конструкций.

Бетонные конструкции в морской среде, такие как замки, плотины и мосты, подвержены влиянию широкого спектра явлений деградации. Коррозия, индуцированная хлоридом, является решающим аспектом прочности таких конструкций. Коррозия арматуры возникает, когда на поверхности арматуры достигается критическое содержание хлорида. Содержание хлоридов выше критического значения может привести к нарушению защитного пассивного слоя, что приведет к коррозии арматурных стержней. Время, необходимое для возникновения коррозии, зависит, помимо некоторых факторов окружающей среды, от свойств бетона, в частности, от его стойкости к диффузии хлорида.

Следующий этап – распространение – относится к развитию различных форм износа с момента начала коррозии (растрескивание, отслаивание, потеря прочности соединения между арматурами и бетоном и уменьшение поперечного сечения арматуры). В большинстве случаев период начала коррозии определяет срок службы, поскольку период распространения может быть очень коротким [3].

Традиционный и физически пригодный метод ремонта состоит в удалении хлоридно-загрязненного бетонного слоя и замене удаляемого объема ремонтными цементными растворами или бетонами. Целью этой меры является либо сохранение существующей пассивности по отношению к коррозии арматуры в течение оставшегося срока службы, либо восстановление пассивности арматуры.

В последние годы для новых конструкций были разработаны вероятностные модели проектирования жизненного цикла, использующие времезависимые модели для описания проникновения хлора в бетон. Помимо эмпирических моделей, второй закон диффузии Фика также применяется с некоторыми изменениями, поскольку диффузия является наиболее активным процессом переноса хлорида в бетоне. Для отремонтированных конструкций транспортная модель переноса хлорида должна быть адаптирована к двухслойной модели, которая не только рассматривает слой ремонтного материала и оставшийся бетонный слой, но и их интерфейс. Необходимо учитывать, что в оставшемся бетонном слое присутствуют ионы хлорида, возможна

диффузия на восстановительной фазе, а также дальнейшая диффузия во внутренние структуры [2].

Чтобы обеспечить требования к прочности бетонных конструкций, должны быть соблюдены положения, которые основаны на практическом опыте. Эти положения приведены в действующих стандартах и рекомендациях. В отличие от предписывающей методологии стандартов разрабатываются вероятностные проектные модели на основе результатов. Существует концепция проектирования срока службы бетонных конструкций при коррозии, вызванной хлоридом. Концепция основана на следующем:

- Определение предельных состояний.
- Модели, которые могут описывать зависящие от времени процессы износа.
- Статистическое определение действий.
- Измерение и статистическая количественная оценка сопротивлений строительных материалов.
- Предполагаемые допустимые вероятности разрушения.

Предельное состояние определяется началом коррозии и достигается при превышении критического содержания хлорида на поверхности арматуры, нарушая пассивный слой, защищающий её. В конце первого этапа коррозии в структуре еще не начался процесс износа. Быстрое распространение коррозии всегда наблюдается в морской среде, так что период износа сравнительно короткий. Кроме того, пока еще нет общепринятой модели для описания механизма коррозии арматуры и ее влияния на конструкции. Поэтому в этой концепции не учитывается период износа, и срок службы считается периодом этапа начала коррозии [5].

Для оценки начального этапа коррозии используется математическая модель для оценки концентрации хлора, зависящей от времени и глубины, в бетоне, на основе решения функции ошибки второго закона диффузии Фика в линейной форме. Эта диффузионно-контролируемая оценка поступления хлоридов является лишь упрощением, так как другие механизмы распространения участвуют в проникновении хлоридов в бетон, в частности, в капиллярном поглощении. Однако, в конструкциях с толщиной бетонного покрытия, превышающей 30 мм, диффузия становится ещё более эффективна при развитии коррозии.

$$C_{(x,t)} = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) * \left[ 1 - \operatorname{erf} \frac{x - \Delta x}{2 * \sqrt{D_{app,C}^{(t)} * t}} \right],$$

где  $C_0$  – содержание исходного хлорида (массовая доля, %),  $C_{s,\Delta x}$  – содержание хлорида на глубине  $\Delta x$  в определенный момент времени относительно окружающей среды (массовая доля, %),  $\Delta x$  – глубина зоны конвекции (бетонного слоя, до которого процесс проникновения хлорида отличается от второго закона диффузии Фика) (мм),  $x$  – глубина с соответствующим содержанием хлоридов  $C(x, t)$  (мм),  $t$  – время (г.) и  $D_{app,C}^{(t)}$  – относительный коэффициент диффузии хлорида ( $m^2 / c$ ) [4].

Можно сделать вывод, что скорость проникновения хлоридов в бетон определяется диффузией бетона (материала) и концентрацией хлоридной нагрузки (окружающей среды).

Хотя теоретически  $C_{s,\Delta x}$  – это зависящая от времени переменная, она будет считаться независимой от времени для упрощения расчетов.

Относительный коэффициент диффузии хлорида  $D_{app,C}^{(t)}$  ( $m^2 / c$ ) считается зависимым от времени и должен определяться с помощью:

$$D_{app,C}^{(t)} = \exp \left( b_e \left( \frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{real}} \right) \right) * D_{RCM,0} * k_t * \left( \frac{t_0}{t} \right)^\alpha,$$

где  $b_e$  – температурный коэффициент ( $^{\circ}K$ ),  $T_{ref}$  является эталонной температурой (для лабораторных испытаний) ( $^{\circ}K$ ),  $T_{real}$  – температура структурного элемента или окружающего воздуха ( $^{\circ}K$ ),  $D_{RCM,0}$  – коэффициент перемещения хлорида ( $m^2/c$ ),  $k_t$  – параметр переноса,  $t_0$  является точкой отсчета времени (с) и  $\alpha$  является показателем старения [1].

Из-за прерывистого намокания и высыхания приповерхностного слоя (примерно в пределах первых 20 мм), особенно в зонах приливов, процессы перемещения в этом слое сильно отличаются от работающих по закону диффузии Фика. Поэтому моделирование проводится с замещающей концентрацией хлоридов поверхности, не считая данных в зоне конвекции.

$D_{RCM,0}$  и показатель старения являются определяющими параметрами для описания свойств материала. Это можно определить методами экспресс-теста на хлорид (RCM), показатель старения, который уменьшает  $D_{app,C}^{(t)}$  с течением времени, зависит как от материала, так и от воздействия, и не может быть определен только лабораторными тестами. Чтобы определить фактор старения, долгосрочное поведение  $D_{app,C}^{(t)}$  существующих структур должно

учитываться путем обработки хлоридных профилей с течением времени. Для этого случая Кристоф Гелен определил статистическое распределение показателя старения бетонов, состоящих из трех различных типов цемента, учитывая как данные профилирования хлорида для нескольких существующих структур, так и результаты испытаний RCM в контрольное время (28 дней). Уравнение предельного состояния получается путем сравнения расчетного содержания хлорида в бетонном покрытии (положение арматуры) во время  $t$ ,  $C(x = a, t)$ , и критического содержания хлорида  $C_{crit}$ :

$$g(C_{crit}, C(x = a, t)) = C_{crit} - C(x = a, t) < 0$$

Хотя только свободные хлоридные ионы, растворенные в поровом растворе бетона, приводят к депассивации арматуры, общее содержание хлоридов включено в модель, так как трудно определить содержание свободного хлорида в бетоне. Критическое содержание хлорида  $C_{crit}$ , должно быть количественно оценено статистически и вставлено в модель. Рекомендуются некоторые стохастические значения для входных параметров внесенных. Анализ надежности выполняется с использованием уравнения предельного состояния и путем указания минимального индекса надежности  $\beta$ . Существует корреляция между индексом надежности  $\beta$  и вероятностью отказа  $p_f$ . Существуют рекомендации по индексу надежности для предельных состояний работоспособности в зависимости от расходов, необходимых для снижения риска от  $\beta = 0$  до  $\beta = 2,3$ .

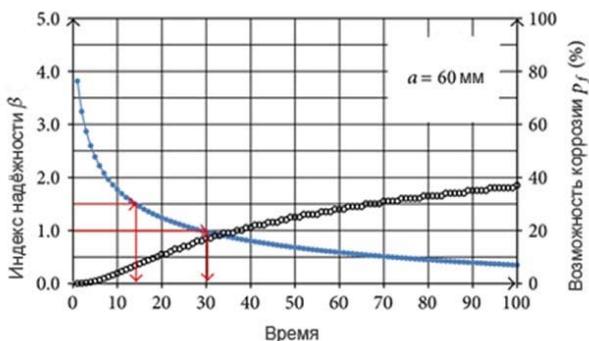


Рис. 1. Разработка индекса надежности и вероятности коррозии на протяжении времени морских строительных конструкций

Таблица 1

**Входные параметры для разработки индекса надежности и вероятности коррозии на протяжении времени морских строительных конструкций**

| Параметры                                | Величины                    |
|--|-----------------------------|
| $D_{RCM} (10^{-12} \text{m}^2/\text{s})$ | ND (5,0/1,0)                |
| $t_0$ (s)                                | Конст. 2,419,20 (28 д)      |
| Показатель старения $\alpha$             | $\beta D$ (0,40/0,18/0/1)   |
| $T_{ref}$ ( $^{\circ}\text{K}$ )         | Конст. 273                  |
| $T_{real}$ ( $^{\circ}\text{K}$ )        | ND (283/7)                  |
| $b_e$ ( $^{\circ}\text{K}$ )             | ND (4800/700)               |
| $a$ (мм)                                 | ND (60/6)                   |
| $C_{s,\Delta x}$ (массовая доля, %)      | LND (3,0/1,4)               |
| $\Delta x$ (мм)                          | $\beta D$ (8,9/5,6/0/50)    |
| $k_t$                                    | Конст. 1                    |
| $C_{crit}$ (массовая доля, %)            | $\beta D$ (0,60/0,15/0,2/2) |

Диаграмма на рисунке 1 является примером анализа надежности, используемого для прогнозирования срока службы элементов строительных конструкций. Целевой показатель надежности  $\beta = 1,5$  ( $p_f = 6,7\%$ ) применим после 14-летнего периода воздействия тяжелых условий приливов. Более низкий целевой показатель надежности  $\beta = 1,0$  ( $p_f = 16\%$ ) ожидается в возрасте 30 лет. Входные параметры показаны в таблице 1.

Модель также может быть использована для оценки долговечности существующих структур и прогнозирования их остаточного ресурса, определяя текущие материальные свойства и фактические действия статистически и вставляя их в модель. Тем не менее, некоторые модификации требуются для моделирования конструкции остаточного ресурса после ремонта, например, для применения ремонтных растворов, так как сначала модель хлоридного введения должна быть адаптирована к двухслойной модели, учитывая как ремонтные, так и оставшиеся бетонные слои и их составляющие.

#### Библиографический список

1. Тихонов И.Н., Мешков В.З., Расторгуев Б.С. Проектирование армирования железобетона. М.: АО "ЦИТП", 2015.
2. Робер Лермит, Проблемы технологии бетона. М.: ЛКИ, 2017.

3. Баженов Ю.М., Алимов Л.А., Воронин В.В. Наномодифицированные цементные бетоны. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2017.

4. Курбатов В.Л., Комарова Н.Д. Влияние компонентов на свойства цементного камня // Проблемы и перспективы современной науки: строительство и архитектура \* педагогика и психология \* экономика и бухгалтер \* информационные технологии \* мировоззрение \* естествознание\* юриспруденция Сборник научных докладов. // Северо Кавказский филиал ФГБОУ ВПО Белгородский Государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. (Минеральные Воды) 2014. С. 7-9.

5. Курбатов В.Л., Середа О.А., Пастухов С.В. Анализ существующих методик дилатометрических испытаний бетонов // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. № 1. 2009. С. 97-100.

6. . Техно-бетон [Электронный ресурс] Режим доступа: <http://tehno-beton.ru>.

7. Морстройтехнология [Электронный ресурс] Режим доступа: <http://www.morproekt.ru>.

## **ПЕНОБЕТОН КАК ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫЙ МАТЕРИАЛ ДЛЯ НАРУЖНЫХ СТЕН ЗДАНИЙ**

**Ма Во, студент**

**Полоз М.А., аспирант**

*Хулуьбуирский национальный институт,  
г. Хайлар, Китай*

Актуальной задачей современного строительства является повышение энергоэффективности зданий [1]. Одним из способов решения данной задачи является применение эффективных утеплителей и пористых строительных материалов для ограждающих конструкций: минеральная вата, экструдированный пенополистирол, пенопласт, пеностекло, газосиликат, поризованный бетон, пенобетон и т.п. Наиболее перспективными на сегодняшний день, по нашему мнению, является ячеистые бетоны, в частности, низкоплотный монолитный теплоизоляционный пенобетон средней плотностью 100-250 кг/м<sup>3</sup>. Этот строительный материал, помимо высоких теплозащитных и теплоаккумулирующих свойств, позволяет сократить расходы на

транспорт и снизить время работы строительных подъемно-транспортных устройств, что в итоге приводит к существенному снижению себестоимости монолитного пенобетона [2].

В свете изложенного уместно сказать, что, если технология производства автоклавных газосиликатов достаточно отработана, то с производством качественного пенобетона на протяжении долгого времени возникали сложности. Прежде всего, это связано с тем, что для производства пенобетонов плотностью менее  $600 \text{ кг/м}^3$  необходимы высокомарочные бездобавочные портландцементы ПЦ500-Д0 и ПЦ550-Д0.

Традиционно пенобетон получают двумя способами: раздельным (двустадийный) и одностадийным. Так как одностадийный способ не обеспечивает должного качества пенобетона, преимущественно используется раздельный способ производства пенобетона. Без «ухищрений» данными способами удастся получить пенобетоны плотностью  $600 \text{ кг/м}^3$  и выше, для более легких пенобетонов эти способы не подходят.

Таблица 1

**Сравнительные характеристики современных теплоизоляционных материалов**

| Характеристика   | Газосиликаты плотностью $500 \text{ кг/м}^3$       | Экструдированный пенополистирол                                | Минераловатные плиты плотностью $75-200 \text{ кг/м}^3$                              | Пенобетоны плотностью $100-250 \text{ кг/м}^3$     |
|--|--|--|--|--|
| Природа материала  | Неорганический материал                            | Органический материал  | Неорганический материал на органической связке                                       | Неорганический материал                            |
| Плотность, $\text{кг/м}^3$   | 500  | 30-45  | 50-200   | 100-250  |
| Коэффициент теплопроводности, $\text{Вт/м} \cdot ^\circ\text{C}$         | 0,14   | 0,04-0,05  | 0,04-0,09  | 0,05-0,06  |
| Паропроницаемость, $\text{мг}/(\text{м} \cdot \text{ч} \cdot \text{Па})$ | 0,2  | 0,05   | 0,38-0,60  | 0,33-0,28  |
| Прочность на сжатие, $\text{кгс}/\text{см}^2$                            | 28-40  | 2-10   | -  | 4-20   |
| Огнестойкость конструкции с применением материала                        | Да   | Нет  | Нет  | Да   |
| Стабильность при эксплуатации (разрушение от времени)                    | В сухом состоянии время эксплуатации не ограничено | Через 5-10 лет наблюдается охрупчивание и разрушение материала | В сухом состоянии время эксплуатации ограничено (выдувается, осыпается, слеживается) | В сухом состоянии время эксплуатации не ограничено |

В конце 80-х годов прошлого века был разработан новый метод, так называемый «обжатие-релаксация». Особенность этого метода состоит в том, что приготовление пенобетонной смеси производится под давлением – обжатие. Затем происходит расширение пенобетонной смеси до равновесного состояния с выравниванием давления до атмосферного – релаксация. Обжатие пенобетонной массы приводит к объединению соседних пор, равномерному распределению массы в объеме, снижению жесткости пеноструктуры, что позволяет в построечных условиях транспортировать пенобетонную смесь по трубопроводу к месту укладки.

В настоящее время на основе данного метода отработана технология монолитной укладки теплоизоляционного основания под кровли и полы из пенобетона средней плотностью 200-600 кг/м<sup>3</sup> прямо на стройплощадке.

Таблица 2

**Технико-экономические показатели теплоизоляционных материалов для наружных стен зданий**

| Характеристика  | Газосиликаты<br>плотностью<br>500 кг/м <sup>3</sup> | Экструдиро-<br>ванный<br>пенополи-<br>стирол | Минераловатные<br>плиты<br>плотностью<br>75-200 кг/м <sup>3</sup> | Пенобетоны<br>плотностью<br>100-250 кг/м <sup>3</sup> |
|---|---|--|---|---|
| Коэффициент теплопроводности, Вт/м·°С                                   | 0,14  | 0,04   | 0,05  | 0,06  |
| Необходимый R <sub>0</sub> <sup>1</sup>                                 | 3,55  | 2,97   | 2,97  | 2,97  |
| Расчетная толщина материала, мм   | 497   | 119  | 149   | 178   |
| Конструктивная толщина материала, мм                                    | 500   | 120  | 150   | 180   |
| Кладка из керамзитобетонных блоков (цена 2100 руб./м <sup>3</sup> ), мм | -   | 190  | 190   | 190   |
| Толщина стен, мм  | 500   | 310  | 340   | 370   |
| Стоимость теплоизоляционного слоя без НДС, руб./м <sup>3</sup>          | 3000  | 3400   | 2250  | 3000  |
| Стоимость материалов стены, руб./м <sup>2</sup>                         | 1500  | 807  | 737   | 939   |
| Стоимость работ по монтажу, руб./м <sup>2</sup>                         | 400   | 338  | 338   | 338   |
| Итого себестоимость стены, руб./м <sup>2</sup>                          | 1900  | 1145   | 1075  | 1277  |

Перспективным решением является применение крупноразмерных трехслойных ограждений, представляющих собой деревобетонную панель с внутренним слоем из легкого пенобетона. Такие панели крепятся с наружной стороны здания, т.е. не ставятся на перекрытия. В

результате чего освобождается площадь, занимаемая ограждающими конструкциями при обычном монолитном строительстве, а также полностью перекрываются перекрытия, исключая их промерзание.

Технико-экономические показатели конструктивных решений наружных стен с различными теплоизоляционными материалами представлены в табл. 2.

Конструктивное решение стены с использованием легких пенобетонов выгоднее более чем на 550 руб./м<sup>2</sup> по отношению к стене из автоклавного газобетона. И эта разница в себестоимости будет увеличиваться при увеличении требований к значению сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций.

Основываясь на вышеизложенном, можно сделать вывод о том, что применение низкоплотного пенобетона в наружных стенах зданий является не только практически оправданным, но также и экономически целесообразным.

Обобщая информацию [3-5], можно отметить, что пенобетон продолжает активно внедряться в практику строительства в качестве теплоизоляционного материала. Неавтоклавный пенобетон с низкой плотностью является альтернативой изделиям из минеральной ваты и пенопластов. Объемы его потребления и производства будут увеличиваться, так как продолжает интенсивно развиваться малоэтажное жилищное строительство из монолитного пенобетона и крупных элементов, изготавливаемых на месте строительства.

### **Библиографический список**

1. Новиков М.В., Осипов В.Н. Применение ячеистых бетонов низкой плотности в ограждающих конструкциях // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Высокие технологии. Экология. 2015. № 1. С. 101-105.

2. Кривальцевич Т.В., Гурова Е.В. Сравнение неавтоклавного пенобетона с другими теплоизоляционными материалами // Архитектура, строительство, транспорт, материалы международной научно-практической конференции (к 85-летию ФГБОУ ВПО "СибАДИ"). 2015. С. 508-512.

3. Герасимов М.М., Летягина А.Н. Преимущества использования литого пенобетона в современном строительстве // Актуальные проблемы управления экономикой и финансами транспортных компаний. Сборник трудов Национальной научно-практической конференции. Москва, 2016. С. 70-73.

4. Пириев Ю.С., Фролов Н.В. О возможностях применения пенобетонных камней для кладки несущих стен малоэтажных жилых зданий // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2016. № 6. С. 25-28.

5. Валевич Д.М., Римшин В.И., Курбатов В.Л. Применение пенобетона при строительстве и реконструкции зданий и сооружений // Современные технологии: актуальные вопросы, достижения и инновации Сборник статей IX Международной научно-практической конференции. Под общей редакцией Г.Ю. Гуляева. 2017. С. 50-54.

## **ВИБРОВАКУМИРОВАННЫЕ ПОРИСТЫЕ КОМПОЗИТЫ**

**Марушко М.В., аспирант**

**Сулейманова Л.А., д-р техн. наук, проф.**

**Белогуров В.А., ст. преп.**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Ячеистый бетон является одной из разновидностей легкого бетона (средней плотностью  $\rho_c = 500 \dots 1800 \text{ кг/м}^3$ ). Получают такой искусственный пористый строительный материал в результате затвердевания вспученной при помощи порообразователя смеси вяжущего, кремнеземистого компонента (зола-унос ТЭС, молотый кварцевый песок и гранулированный доменный шлак) и воды. При вспучивании исходной смеси образуется характерная ячеистая структура бетона с равномерно распределенными по объему воздушными порами. Благодаря такой технологии, данный пористый композит имеет низкую среднюю плотность и малую теплопроводность.

В качестве порообразователей ячеистых бетонов традиционно на производстве применяют газообразователь (газобетон) или пенообразователь (пенобетон), причем повышенное их количество, а также изготавливают способом принудительного насыщения воздухом – аэрированием. Однако, пористую структуру возможно получить не только выделением газа, но и, согласно уточненному уравнению Рэлея-Плессета (1), за счет фактора внешнего давления [1-5]:

$$P_r + P_{II} = P_a + P_{cm} + \rho_{cm} \left( R\ddot{R} + \frac{3}{2} \dot{R}^2 \right) + \frac{2\sigma}{R} + \frac{4\eta\dot{R}}{R} + P_{исб} \quad (1)$$

В уравнении (1)  $P_r$  и  $P_{II}$  – давление в газовой фазе поры соответственно водорода и водяного пара. Давление в жидкой фазе

представлено в виде суммы атмосферного давления  $P_a$  и избыточного давления над смесью  $P_{изб}$ . Для применяемых в промышленности технологий  $P_{изб} = 0$  и процесс газообразования протекает в смеси при атмосферном давлении. При вакуумировании воздушного пространства над смесью,  $P_{изб}$  имеет отрицательную величину, что является предметом отдельного рассмотрения.

Гидростатическое давление смеси  $P_{см}$  определяется по (2):

$$P_{см} = \rho_{см} \cdot g \cdot H, \quad (2)$$

где  $\rho_{см}$  принимается равной  $1800 \text{ кг/м}^3$ ;  $H$  – высота смеси над порой, м.

Давление, обусловленное инерционным сопротивлением смеси  $P_u$  вычисляются по (3):

$$P_u = \rho_{см} \left( R\ddot{R} + \frac{3}{2}\dot{R}^2 \right). \quad (3)$$

Капиллярное давление  $P_k$ :

$$P_k = \frac{2\sigma}{R}, \quad (4)$$

где  $\sigma$  – поверхностное натяжение жидкой фазы в смеси, принимаемое равным величине поверхностного натяжения воды.

Давление, вызванное вязкостным сопротивлением смеси  $P_\eta$ , определяется по (5):

$$P_\eta = 4\eta \frac{\dot{R}}{R}, \quad (5)$$

где  $\eta$  – вязкость ячеистобетонной смеси.

В ходе проводимых исследований, установлена взаимосвязь давления газовой фазы в формовочной массе с ее гравитационными и реологическими свойствами, диаметром пор, давлением внешней среды и поверхностным натяжением раствора при различных внешних воздействиях на формовочную смесь.

К одним из современных и действенных способов вспучивания вязких композиций относят снижение давления ( $P_{изб}$ ) воздуха над смесью или вспучивание смеси в вакууме. Уменьшение давления над смесью обеспечивает расширение газовой поры с компенсацией сил тяжести и инерции, Лапласа и вязкости в соответствии с уточненным уравнением Рэля-Плессета (1). Это реализовано в разработанной вакуумной технологии формирования пористой структуры ячеистого бетона и изделий на его основе. При этом определяющая роль давления над поризуемой смесью достигается путем его снижения до уровня

вакуума, соответствующего значениям, находящимся в интервале 0,055...0,097 МПа.

Совместное воздействие вакуума и вибрации реализовано в разработанной вибровакuumной технологии формирования пористой структуры ячеистого бетона.

Вибрационная технология заключается в том, что во время перемешивания в смесителе и вспучивания в форме смесь подвергают воздействию вибрации. Тиксотропное разжижение, происходящее вследствие ослабления связей между частицами, позволяет уменьшить количество воды затворения на 25...30% без ухудшения удобоформируемости смеси.

Вибровакuumный способ поризации формовочных смесей позволяет получать обширную гамму строительных материалов с пористой структурой, в частности, получать и поризованный гипсобетон. Сущность его заключается в том, что если в формовочной массе содержатся зерна с заземленным в них в любой форме воздухом, то при создании вакуума над смесью этот воздух извлекается и поризует ее. При этом смесь вспучивается. Однако в процессе сдвигового деформирования вспучиваемой массы в ее структуре возникает множество локальных разрывов сплошности, которые фиксируются при твердении материала и существенно должны снижать его прочность и долговечность. Поэтому с целью ликвидации структурной дефектности, возникающей при вспучивании, целесообразно смесь вибрировать в процессе вспучивания, что должно привести к снижению дефектности структуры и повышению прочности гипсобетона.

Исследования показывают, что указанные выше локальные разрывы сплошности устраняются лишь при вибрировании, параметры которого обеспечивают достижение минимального уровня вязкости системы, соответствующие разрыву всех коагуляционных контактов между частицами.

В ячеистобетонной смеси, подвергающейся вибрированию, ускоряется газовыделение – вспучивание заканчивается через 5...7 мин вместо 15...20 мин при литьевой технологии. По окончании вибрирования, газобетонная смесь достаточно быстро (через 0,5...1,5 ч) приобретает структурную прочность, позволяющую производить резку массива на блоки; также сокращается время автоклавной обработки.

Вибровакuumированный ячеистый бетон характеризуется улучшенной микроструктурой порового пространства, с более ровной внутренней поверхностью пор и более плотным прилегающим к ней

слоем, чем у вакуумированного пористого композита, что и объясняет улучшенные физико-механические характеристики.

### **Библиографический список**

1. Сулейманова Л.А. Вибровакуумированный ячеистый бетон: монография. Белгород: Изд-во БГТУ, 1997. 130 с.
2. Сулейманова Л.А., Лесовик В.С. Газобетон неавтоклавного твердения на композиционных вяжущих: монография. Белгород: Изд-во БГТУ, 2013. 304 с.
3. Suleymanova L.A., Kara K.A., Suleymanov K.A., Pyrgu A.V., Netsvet D.D., Lukuttsova N.P. The topology of the dispersed phase in gas concrete // Middle East Journal of Scientific Research. 2013. Vol. 18. No 10. Pp. 1492-1498.
4. Сулейманова Л.А. Управление процессом формирования пористой структуры ячеистых бетонов // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 2. С. 69-76.
5. Сулейманова Л.А., Погорелова И.А., Марушко М.В., Огнев Н.В. Вибровакуумированные гипсосодержащие композиты // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. №12. С. 62-66.

## **ВОЗМОЖНОСТИ МИКРОАРМИРОВАНИЯ ШТАМПОВАННЫХ БЕТОНОВ**

**Милькина А.С., аспирант**

**Хахалев В.П., магистрант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Современное строительство идет в ногу с развитием инноваций. Активно развивается малоэтажное, частное строительство, у частных появляется желание отличаться от других не только различными фасадами домов, а так же и различными дизайнерскими решениями дворов. Создать пешеходные дорожки, автомобильные подъезды и стоянки, патио и площадки различного назначения с уникальным рельефным рисунком и цветовой гаммой.

Печатный бетон, иначе называемый штампованный или пресс-бетон является одним из наилучших вариантов в этой сфере. От рядового бетона он отличается декоративным рельефным тиснением, наносимым на поверхность, его рисунок при желании может повторить

любой материал: камень, брусчатка, древесина, растрескавшаяся почва. Кроме визуальной привлекательности штампованный бетон имеет повышенную износостойкость, так как в процессе его возведения используются специальные материалы, а также защитные пропитки и лаки для бетона [1-3].

К достоинствам покрытия относятся следующие свойства:

— Монолитность. Покрытие не требует регулярной реставрации благодаря отсутствию клеевых швов, получающихся при мощении штучными материалами,

— Экологичность. Бетон не содержит химических компонентов, способных при нагревании выделяться в окружающую среду.

— Декоративность. Большое разнообразие форм и цветовых решений.

— Долговечность. Монолитное полотно не впитывает влагу, следовательно, не растрескивается при замораживании, красители устойчивы к истиранию и прямым солнечным лучам. Правильно уложенный штампованный бетон прослужит не менее 15 лет, а если за ним ухаживать, то и более [4].

Для повышения морозостойкости печатного бетона применяют дополнительные воздухововлекающие добавки. Дополнительное микроармирование придаст дополнительную прочность на сжатие и изгиб, также это поможет избежать пластических и усадочных растрескиваний, различных деформаций или отслоения поверхности [9-12].

В зависимости от диаметра различают несколько видов волокна, состоящего из коротких отрезков одиночных волокон: микроволокно – 0,5 мкм; ультратонкое – 0,05–1,0; супертонкое – 1–3; тонкое – 3–11; утолщенное – 11–20; грубое волокно – 20 мкм. При выборе типа фибры необходимо учесть их взаимодействие, свойства, вид матричной системы, длину, диаметр волокна и сферу применения. Фибра играет роль микроармирующего компонента, который модифицирует структуру строительных композитов на микроуровне. За счет химического и физико-механического взаимодействия фибра быстро и гомогенно распределяется по всему объему смеси. За счет этого создается эффект объемно-пространственного армирования, препятствующего образованию и развитию внутренних дефектов бетона [5].

При введении фиброволокна в бетонную смесь возникает эффект микроармирования – гибкие волокна, длина которых значительно

превышает размеры их поперечного сечения, а также мельчайших частиц вяжущего, способны искривляться под действием поверхностных сил, развивающихся в смесях при перемешивании компонентов. Микроармированные бетонные смеси характеризуются повышенной агрегативной устойчивостью и кинетикой пластической прочности, что уменьшает число дефектов. На поверхности микроармирующих волокон закономерно формируется структура бетонной смеси, способность которой к накоплению дефектов в виде трещин ограничивается геометрическими параметрами и количеством фибры, соответственно, снижается возможность усадки при структурообразовании различных композитов.

Существует несколько разновидностей фиброволокон, отличающихся друг от друга материалом, из которого они состоят, а, следовательно, и характеристиками и областью применения. При микроармировании штампованных бетонов обычно применяют базальтовую или полипропиленовую фибру.

Базальтовая фибра (базальтовое фиброволокно) представляет собой смесь коротких отрезков комплексных базальтовых нитей определенной длины (рис. 1, б). Ее применяют для трехмерного упрочнения, повышая ударопрочность, стойкость изделия к растрескиванию, изгибающим и разрывным нагрузкам. Базальтовое фиброволокно обычно используют для оснований, на которые приходится повышенная нагрузка, а также в зонах со значительными температурными изменениями, агрессивно влажным климатом и с сейсмической активностью [6, 7].

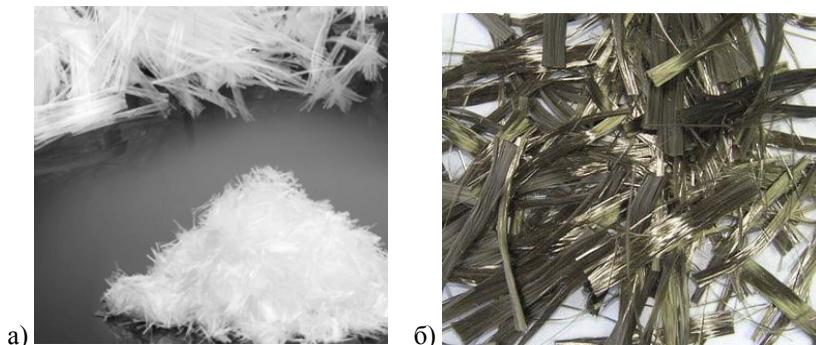


Рис. 1. Виды фибровых волокон: а – полипропиленовая фибра;  
б – базальтовая фибра

Полипропиленовая фибра (полипропиленовые волокна) отличаются малым весом, устойчивостью к химически агрессивным веществам, перепадам температур (рис 1, а). Так же полипропилен не проводит электричество, поэтому этот материал считается оптимальным не только для штампованных бетонов, а так же для стяжки теплого пола, так и для стандартного выравнивающего покрытия. Микроармирование полипропиленовым волокном работает как на этапе усадки, сдерживая образование микротрещин, так и в дальнейшем, препятствуя образованию трещин в процессе эксплуатации [8].

Пробные эксперименты по получению штампованного бетона с микроармированием полипропиленовой фибры показали существенное увеличение прочностных показателей опытных образцов и повышения их трещиностойкости (табл.1). Увеличение предела прочности при сжатии составил 15-20 %. Образование микротрещин не обнаружено.

*Таблица 1*

**Физико-механические свойства порошкового бетона с полипропиленовым волокном**

| Номер состава № | Состав           |           |         |                            | Процент армирования по объёму, % | R <sub>сж</sub> , МПа |
|-----------------|------------------|-----------|---------|----------------------------|----------------------------------|-----------------------|
|                 | Цем I 42,5 Н, кг | Песок, кг | Вода, л | Фибра полипропиленовая, кг |                                  |                       |
| 1               | 660              | 1450      | 262     | -                          | 0                                | 46,1                  |
| 2               | 660              | 1450      | 261     | 1,2                        | 0,05                             | 47,8                  |
| 3               | 660              | 1450      | 259     | 2,4                        | 0,1                              | 49,2                  |
| 4               | 660              | 1450      | 259     | 3,6                        | 0,15                             | 51,3                  |
| 5               | 660              | 1450      | 257     | 4,8                        | 0,2                              | 51,9                  |
| 6               | 660              | 1450      | 257     | 6                          | 0,25                             | 51,1                  |

Микроармирование штампованного бетона является эффективным средством повышения его прочности на растяжение и сжатие, устойчивости к образованию трещин на всех уровнях его структуры, водонепроницаемости и морозостойкости, что способствует повышению долговечности.

**Библиографический список**

1. Толстой А.Д., Лесовик В.С., Ковалева И.А., Якимович И.В., Лукутцова Н.П. Высокопрочные материалы для декоративных целей // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 8. С. 51-53.

2. Лесовик В.С., Ракитченко К.С., Сопин Д.М. Высокопрочный мелкозернистый фибробетон с нанодисперсным модификатором // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2010. № 2. С. 59-61.

3. Толстой А.Д., Лесовик В.С., Ковалева И.А. Органоминеральные высокопрочные декоративные композиции // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2014. № 5. С. 67-69

4. Кудяков А.И., Симакова А.С., Ефремова В.А. Повышение качества высокопрочных бетонов микроармированием цементного камня // Инвестиции, строительство и недвижимость как материальный базис модернизации и инновационного развития экономики: Материалы пятой Всероссийской научно-практической конференции с международным участием: в 2 частях. Под редакцией Т.Ю. Овсянниковой. 2015. С. 308-311.

5. Касторных Л.И., Измалков Д.В. Микроармирование высокоподвижных смесей для бетононасосной технологии // Перспективы развития строительного материаловедения: Материалы международной научно-технической конференции. Министерство образования и науки Российской Федерации; Южно-Уральский государственный университет (национальный исследовательский университет). 2013. С. 134-137.

6. Бабаев В.Б., Строкова В.В., Нелюбова В.В. Базальтовое волокно как компонент для микроармирования цементных композитов // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2012. № 4. С. 58-61.

7. Бабаев В.Б., Строкова В.В., Нелюбова В.В., Савгир Н.Л. К вопросу о щелочестойкости базальтовой фибры в цементной системе // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2013. № 2. С. 63-66.

8. Коровкин М.О., Ерошкина Н.А., Янбукова А.Р. Исследование эффективности полимерной фибры в мелкозернистом бетоне // Инженерный вестник Дона. 2017. Т. 45. № 2 (45). С. 129.

9. Клюев С.В., Лесовик В.С., Клюев А.В., Бондаренко Д.О. К вопросу применения нескольких видов фибр для дисперсно-армированных бетонов // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2012. № 4. С. 81-83.

10. Толстой А.Д., Лесовик В.С., Ковалева И.А. Органогенные высокопрочные композиции // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2014. № 5. С. 67-69.

11. Толстой А.Д. Штампованные высокопрочные порошковые декоративные бетоны // Научные технологии и инновации: Сборник докл. Юбилейной междунар. науч.-практ. конф., посвященной 60-летию БГТУ им. В.Г. Шухова. Ч.3. Белгород, 2014, С. 334-338

12. Толстой А.Д., Ковалева И.А., Присяжнюк А.П., Воронов В.В., Баженова О.Г., Якимович И.В., Саридис Я.В. Эффективные порошковые композиции на техногенном сырье // Современные строительные материалы, технологии и конструкции: Материалы междунар. научно-практ. конф., посвященной 95-летию ФГБОУ ВПО «ГНГУ им. акад. М.Д. Миллионщикова». Т.1, Грозный. 2015. С. 406-411.

## **ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЦЕССА ГОМОГЕНИЗАЦИИ КОМПОЗИЦИОННОЙ ШИХТЫ В РЕЦИРКУЛЯЦИОННОМ СМЕСИТЕЛЕ**

**Севостьянов В.С., д-р техн. наук, проф.  
Сулейманова Л.А., д-р техн. наук, проф.**

**Корякина А.А., аспирант  
Севостьянова К.И., студент**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

На современном этапе развития отечественного производства одним из перспективных направлений является комплексная переработка техногенных материалов с различными физико-механическими характеристиками [1-4]. При этом важным технологическим процессом является гомогенизация гетерогенных материалов, отличающихся различными свойствами: гранулометрией, плотностью, сыпучестью, адгезионной способностью, влагопотребностью и др. [5-7].

Проведенный нами анализ современной техники и технологии смешения сыпучих сред, разработанных в трудах ведущих ученых, свидетельствует о следующих перспективных направлениях: равномерном дозировании компонентов смеси, комплексном механо-технологическом воздействии на смешиваемые материалы, достижении максимальной степени свободы и внутреннего рециклинга компонентов за счет интенсивного перемещения частиц как в макрообъеме, так и в микрообъемах.

С учетом вышеуказанных факторов разработан рециркуляционный смеситель комбинированного действия [8], обеспечивающий интенсивное смешение компонентов в макрообъеме в верхнем барабане с однозаходными винтовыми лопастями (ОВЛ), расположенными на противоположных сторонах (через  $180^\circ$ ), и микрообъемах – в двух нижних барабанах с двухзаходными винтовыми лопастями (ДВЛ), смещенными относительно друг друга на  $90^\circ$  в вертикальной полости (рис. 1).

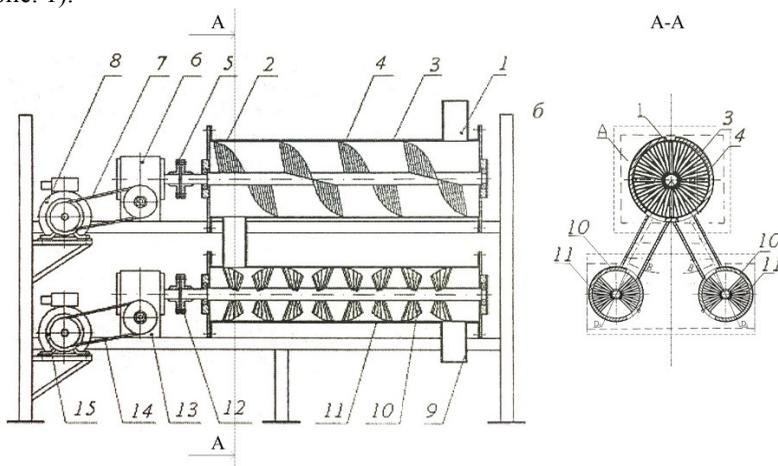


Рис. 1. Рециркуляционный смеситель комбинированного действия:  
 1 – загрузочный патрубкок; 2 – верхний барабан; 3 – смотровой люк;  
 4 – однозаходные винтовые лопасти; 5, 12 – соединительные муфты;  
 6, 13 – редуктора; 7, 14 – клиноременные передачи; 8, 15 – электродвигатели;  
 9 – выгрузочный патрубкок; 10 – нижние барабаны; 11 – двухзаходные  
 винтовые лопасти

Проведенное нами многофакторное планирование эксперимента,  $Q$ ,  $P$ ,  $K_{см} = f(S_\lambda, \mu_m, \Omega_B, L_\lambda)$ , по центральному композиционному плану ЦКОП –  $2^4$ , позволило установить основные закономерности изменения производительности  $Q$  (кг/ч), потребляемой мощности  $P$  (Вт) и качества смешения  $K_{см}$  (%) цементно-кремнеземистой смеси (1:3) с полистирольными заполнителями ( $d_{ср} = 5-7$  мм) от варьируемых параметров:  $S_\lambda$  – площади ОВЛ,  $S_\lambda = (11,5 \div 27,2) \times 10^{-3} \text{ м}^2$ ;  $\mu_m$  – коэффициента заполнения материалом барабана смесителя,  $\mu_m = 0,22 \div 0,44$ ;  $\Omega_B$  – частоты вращения вала смесителя,  $\Omega_B = (60 \div 110) \text{ м}^{-1}$ ;  $L_\lambda$  – расстояния между лопастями,  $L_\lambda = (10 \div 50) \times 10^{-3} \text{ м}$ .

Анализ полученных уравнений регрессий, а также графических зависимостей, позволил установить, с использованием метода Монте-Карло, оптимальные значения варьируемых параметров (рис. 2-4). При этом  $Q \rightarrow \max$ ,  $P \rightarrow \min$ ,  $K_{см} \rightarrow \max$ .

Установлено, что экстремум функции  $Q = f(S_\lambda, \mu_M, \Omega_B, L_{л})$ ,  $Q = 240$  кг/ч достигается при  $S_\lambda = 19,4 \times 10^{-3} \text{ м}^2$ ,  $\mu_M = 0,6$ ;  $\Omega_B = 140 \text{ м}^{-1}$ ;  $L_{л} = 15 \times 10^{-3} \text{ м}$ .

Мощность двигателя, затрачиваемая на смешение компонентов смеси, максимальна  $P = 1900 \text{ Вт}$  при  $S_\lambda = 0,6 \text{ м}^2$ ,  $\mu_M = 0,1$ ;  $\Omega_B = 50 \text{ м}^{-1}$ ;  $L_{л} = 30 \times 10^{-3} \text{ м}$ .

Качество смеси в рециркуляционном смесителе комбинированного действия максимально  $K_{см} = 92\%$  при  $S_\lambda = 19,4 \times 10^{-3} \text{ м}^2$ ,  $\mu_M = 0,3$ ;  $\Omega_B = 120 \text{ м}^{-1}$ ;  $L_{л} = 10 \times 10^{-3} \text{ м}$ .

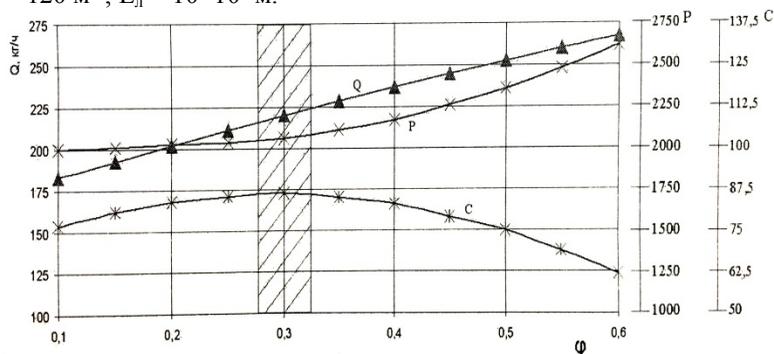


Рис. 2. Оптимизация функции  $Q = f(\mu_M)$  при  $S_\lambda = 19,4 \times 10^{-3} \text{ м}^2$ ;  $L_{л} = 30 \times 10^{-3} \text{ м}$

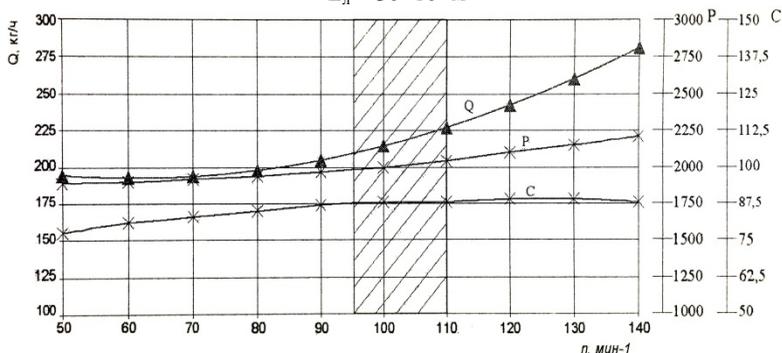


Рис. 3. Оптимизация функции  $K_{см} = f(\Omega_B)$  при  $S_\lambda = 19,4 \times 10^{-3} \text{ м}^2$ ,  $\mu_M = 0,3$ ;  $L_{л} = 30 \times 10^{-3} \text{ м}$

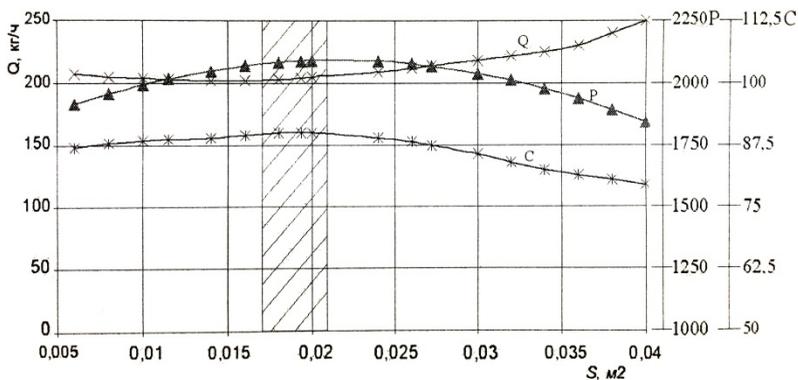


Рис. 4. Оптимизация функции  $P = f(S_\lambda)$  при,  $\mu_m = 0,3$ ;  $D_B = 110 \text{ м}^{-1}$ ;  
 $L_{\text{л}} = 30 \times 10^{-3} \text{ м}$

Проведенные исследования показали, что рециркуляционный смеситель комбинированного действия, по сравнению с известными конструкциями смесителей, обладает следующими преимуществами:

- обеспечивает интенсивное смешение гетерогенных компонентов смеси как в макрообъеме, так и в микрообъеме;
- создает благоприятные условия для реализации внутреннего рециклинга смешиваемых компонентов по всему рабочему объему смесителя;
- смеситель обладает расширенными технологическими возможностями загрузки компонентов в различные точки барабанов для последовательного или параллельного их смешения, например, в случае использования компонентов различной подвижности или их процентного содержания;
- двукратный внутренний рециклинг на первой стадии смешения и четырехкратный – на второй стадии, разрушает застойные зоны перемешиваемого материала и обеспечивает его равномерное перемещение по длине барабанов;
- смеситель обладает минимальными металлоемкостью и энергозатратами при повышенном качестве смешения разнородных материалов и др.

### Библиографический список

1. Севостьянов В.С. Технологические основы переработки и утилизации техногенных материалов / Севостьянов В.С., Шинкарев Л.И., Севостьянов М.В. и др. // Учебное пособие. Белгород, Изд-во БГТУ, 2011. 363 с.
2. Сулейманова Л.А., Кара К.А., Кондрашев К.Р., Гонта А.В., Ковалев С.Э. Анализ кинетики помола кварцсодержащих добавок для производства композиционных вяжущих // Эффективные строительные композиты. Научно-практическая конференция к 85-летию заслуженного деятеля науки РФ, академика РААСН, доктора технических наук Баженова Юрия Михайловича. Белгородский государственный технологический университет им. В. Г. Шухова. 2015. С. 615-624.
3. Сулейманова Л.А., Слепухин А.С., Плехова С.И., Ряпухин А.Н. Эффективность пластифицирующих добавок при производстве высокотехнологичных бетонов // Научные технологии и инновации. Сборник докладов международной научно-практической конференции. 2016. С. 190-193.
4. Сулейманова Л.А. Высококачественные энергосберегающие и конкурентоспособные строительные материалы, изделия и конструкции // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2017. № 1. С. 9-16.
5. Севостьянов В.С., Уральский В.И., Севостьянов М.В., Носов О.А. Технологические комплексы и оборудование для переработки и утилизации техногенных материалов: учебное пособие. Белгород. Изд-во БГТУ, 2011. 363 с.
6. Веригин Ю.А. Теоретические основы процессов активации тонких сред при их измельчении и смешении // Вибротехнология. Всесоюзная научная школа по смешению материалов и сред. Одесса, 1991. 43. С.15-22.
7. Сиваченко Л.А., Шуляк В.А., Голушкова О.В. [и др.] Технологические аппараты адаптивного действия. Минск: Изд. Центр БГУ, 2008. 375 с.
8. Патент №20055118 РФ. Рециркуляционный смеситель. Гридчин А.М., Севостьянов В.С., Лесовик В.С., Герасимов М.Д., Гармаш А.В., Стадольский М.И. и др. Опубликовано в БИ №17. 2006.

## **ВЛИЯНИЕ НАПОЛНИТЕЛЕЙ ИЗ ТЕХНОГЕННОГО СЫРЬЯ БЕЛГОРОДСКОЙ ОБЛАСТИ НА ГОРЮЧЕСТЬ УТЕПЛИТЕЛЯ НА ОСНОВЕ ПЕНОПОЛИУРЕТАНА**

**Сулейманова Л.А., д-р техн. наук, проф.**

**Кочерженко А.В., аспирант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

**Апанасенко И.А., слушатель**

*Воронежский институт ГПС МЧС России,  
г. Воронеж, Россия*

В условиях прогнозируемой истощаемости энергетических ресурсов, обеспечение рационального энергопотребления, основанного на жесткой экономии, определяет темпы и качество развития современного общества.

Вопросы рационального использования ресурсов, экономии топлива и энергосбережения приобретают все большую актуальность в современном мире. Экономия топливно-энергетических ресурсов, повышение эффективности тепловой защиты зданий и сооружений, промышленных объектов, внедрение энергоэффективных технологий и материалов являются приоритетными направлениями в развитии как российской, так и мировой экономики.

Анализ опыта различных стран в решении проблемы энергосбережения показывает, что экономия топливно-энергетических ресурсов является стратегической задачей государства, а одним из наиболее эффективных путей ее решения является сокращение потерь тепловой энергии через ограждающие конструкции зданий, сооружений, промышленного оборудования и тепловых сетей. Очевидно, что повышение энергоэффективности строительного комплекса в целом возможно при обеспечении энергоэффективности зданий и сооружений.

Для тепловой защиты зданий и сооружений наибольшее распространение получили волокнистые утеплители, по сравнению с которыми теплоизоляционные пенопласты применяются в меньших объемах. Однако, в последние годы в связи с изменениями требований к термическому сопротивлению ограждающих конструкций, объем производства пенопластов значительно возрос и продолжает расти, о чем свидетельствуют многочисленные технические решения теплоэффективных наружных стен жилых зданий, выполненные с

применением пенопластов, в том числе и более энергоэффективных пенополиуретанов.

Главным недостатком полимерных теплоизоляционных материалов является пожароопасность, сравнительно низкая огнестойкость. Пенополистиролы и пенополиуретаны изменяют свою структуру при воздействии температур, превышающих 50°C, и теряют сопротивление теплопередачи. При пожаре способствуют распространению пламени и разрушению конструкции, что ограничивает область их применения и требует принятия специальных технических решений, обеспечивающих пожаробезопасность [1-3].

Одним из способов повышения эффективности пенополиуретанов, т.е. улучшения основных строительно-эксплуатационных свойств, является применение принципов физической модификации за счет введения наполнителя. Физико-механические характеристики пенополиуретанов определяются как параметрами, характеризующими ячеистую структуру, так и механическими свойствами полимерной матрицы. Поэтому принцип физической модификации монолитных пластмасс – за счет введения наполнителя – может быть эффективным и для пенопластов [4-6].

Для наполнения пенопластов возможно использовать те же наполнители, что и для монолитных пластмасс, но выбор наполнителя определяется физико-механическими особенностями образования полимерных пен, их морфологией и назначением [7-9].

Низкая стоимость и доступность местного природного и техногенного сырья предопределяет их широкое использование в качестве наполнителей для полимеров, и, в частности, пенополиуретанов с целью повышения их эксплуатационных характеристик. Были обоснованы для применения наиболее распространенные в Белгородской области и экономически целесообразные промышленные отходы – хвосты из хвостохранилищ Стойленского и Лебединского ГОКов [10, 11].

В исследовательской работе определялись:

- возможность использования отходов железно-рудного производства Белгородской области (хвостов) в качестве наполнителя пенополиуретана для снижения горючести утеплителя;

- наиболее оптимальная концентрация наполнителя из отходов железно-рудного производства Белгородской области (хвостов) для снижения горючести утеплителя.

Отбор проб материала проводился непосредственно на хвостохранилищах Стойленского и Лебединского ГОКов.

Предварительной обработке хвосты не подвергались. Использовались компоненты пенополиуретана А (полиизоцианат) и В (полиол) марки 30 (соответствует плотности конечного продукта 30 кг/м<sup>3</sup>). Смешивание компонентов А и В проводилось в равных долях (пропорция 1:1). Хвосты добавлялись в смесь с интервалом варьирования 10%, начиная с 20%, и до 50% от общей массы смеси. Вспенивание компонентов в лабораторных условиях производилось воздушно-механическим способом при интенсивном перемешивании при оборотах от 600 до 1000 об/мин. Из полученного композита выпиливались образцы (рис. 1) размерами, необходимыми для проведения испытаний в соответствии с требованиями ГОСТ. При проведении испытаний использовалась установка для определения группы трудногорючих и горючих твердых веществ и материалов ОТМ, термоэлектрические преобразователи ТХА №1, потенциометр УТК 38-04 (рис. 2).



Рис. 1. Образцы пенополиуретана с различной концентрацией хвостов для испытаний на установке ОТМ



Рис. 2. Установка ОТМ для определения группы трудногорючих и горючих твердых веществ и материалов

Испытания проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 12.1.004-89, и результаты, полученные в ходе проведения исследований, представлены в табл. 1.

Исследования показали, что введение техногенного сырья в качестве наполнителя в ППУ, позволяет уменьшить горючесть утеплителя. При этом наиболее оптимальные результаты достигаются при концентрации хвостов в утеплителе в пределах 30...40%.

Таблица 1

**Результаты испытаний образцов на установке ОТМ**

| № п/п | Содержание наполнителя масс, % | Температура реакционной камеры до введения образца, °С | Максимальная температура газообразных продуктов горения, °С | Время достижения максимальной температуры, °С | Масса образца, г |                 | Потеря массы образца, % |
|-------|--------------------------------|--|---|---|------------------|-----------------|-------------------------|
|       |                                |  |   |   | до испытания     | после испытания |                         |
| 1     | 0                              | 200  | 645   | 20  | 6,55             | 1,07            | 83,5                    |
| 2     | 20                             | 200  | 631   | 25  | 8,12             | 2,85            | 65,3                    |
| 3     | 30                             | 200  | 610   | 30  | 10,50            | 4,75            | 54,7                    |
| 4     | 40                             | 200  | 567   | 27  | 12,36            | 6,08            | 50,1                    |
| 5     | 50                             | 200  | 502   | 23  | 15,03            | 7,91            | 47,3                    |

В дальнейшем планируется проведение исследований композитов с хвостами Лебединского и Стойленского ГОКов на теплостойкость, теплопроводность, водопоглощение и определение их основных физико-механических характеристик. Определение наиболее эффективных наполнителей для утеплителей, оптимизация их рецептуры позволяет достичь наиболее эффективных эксплуатационных характеристик теплоизоляционного композита.

**Библиографический список**

1. Асеева Р.М., Заиков Г.Е. Снижение горючести полимерных материалов // Новое в жизни, науке и технике. Сер. «Химия» М.: Знание, 1981. №10. 64 с.
2. Кодолов В.И. Горючесть и огнестойкость полимерных материалов. М.: Химия. 1976. 160с.
3. Романенков И.Г., Зигерн-Корн В.Н. Огнестойкость строительных конструкций из эффективных материалов. М. Стройиздат, 1984. 240с.
4. Кац Г.С., Милевски Д.В. Наполнители для полимерных композиционных материалов: Справочное пособие / Пер. с англ. под редакцией П.Г. Бабаевского.-М.: Химия, 1981. 736 с.
5. Корсаков В.Г. Физико-химическая аттестация наполнителей и прогнозирование свойств наполненных полимеров / В.Г. Корсаков, И.К. Ярцев, В.М. Барановский, А.В. Черенков, Л.И. Девикина, Э.М. Макаровская, И.А. Мезенцева, М.Н. Цветкова // Пластические массы. 1980. № 12. С. 29-31.

6. Дувакина Н.И., Ткачева Н.И. Выбор наполнителей для придания специальных свойств полимерным материалам // Пластические массы. 1989. № 11. С. 46-48.

7. Быков Е.А., Дегтярев В.В. Современные наполнители – важный фактор повышения конкурентоспособности композитов // Пластические массы. 2006. №1. С. 32-36.

8. Тараканов О.Г., Шамо́в И.В., Альперн В.Д. Наполненные пенопласты. М.: Химия. 1988. 216 с.

9. Сулейманова Л.А., Кочерженко А.В. Исследование влияния природных наполнителей на кратность вспенивания утеплителей на основе пенополиуретана // В сборнике трудов международной научно-практической конференции «Наука и инновации в строительстве (к 45-летию кафедры строительства и городского хозяйства)». Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. 2017. С. 185-190.

10. Сулейманова Л.А., Семенков П.Е. Высококачественное композиционное вяжущее с применением техногенного сырья // В сборнике трудов V Всероссийской научно-технической конференции «Актуальные вопросы строительства». Министерство образования и науки Российской Федерации, Новосибирский архитектурно-строительный университет (Сибстрин), Российская академия архитектуры и строительства; ответственный за выпуск Ю.Л. Сколупович. 2012. С. 266-270.

11. Сулейманова Л.А. Композиционное вяжущее с использованием техногенного песка для неавтоклавных газобетонов // В сборнике трудов IV междунар. науч.-практ. конф. «Экология: образование, наука, промышленность и здоровье». Белгород. 2011. С. 162.

## **ВЫСОКОПРОЧНЫЕ ДЕКОРАТИВНЫЕ БЕТОНЫ**

**Сулейманова Л.А., д-р техн. наук, проф.  
Малюкова М.В., канд. техн. наук, ст. преп.**

**Крушельницкая Е.А., аспирант**  
*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В настоящее время наибольший спрос определяют эксклюзивные архитектурные изделия из бетона с фактурными формами и современными технологиями окрашивания. Для получения

декоративного бетона с оптимальным и высококачественным окрасом следует строго соблюдать правильную дозировку пигментов. Также, значительное влияние на цвет декоративных изделий оказывает цвет и состав самого бетона.

Одним из основных факторов при производстве эксклюзивных декоративных изделий является водоцементное отношение. Повышенное содержание воды приведет к образованию дефектов лицевой поверхности изделий, так называемой «апельсиновой корки» [1-4].

Условия твердения декоративных изделий также оказывают существенное влияние на конечный цвет бетонной поверхности.

Для того, чтобы избежать разнотонности архитектурных изделий из бетона, предложено применять способ окрашивания в несколько цветов, такой как «sologmix», который, в свою очередь, позволяет получать облицовочный слой с улучшенной микроструктурой и физико-механическими свойствами.

Конечный цвет изделий может варьироваться в пределах основных цветовых пигментов, также в зависимости от процентного содержания в составе бетона.

Важно учесть, что увеличение дозировки пигмента сначала позволяет увеличить интенсивность окраса, а затем наступает период, когда увеличение дозировки не приводит к значительному изменению цвета.

Для выявления влияния пигментов применялись неорганические железоксидные пигменты (LanXess): коричневый, черный, красный, оранжевый, желтый цвета. В зависимости от процентного отношения пигментов при их смешивании получают изделия различной цветовой гаммы.

При различных сочетаниях и рецептуре пигментов были получены облицовочные слои изделий различной цветовой палитры, представленные в таблице 1.

Оптимизация рецептуры смесей, включая пигменты и применение современной технологии окрашивания – «sologmix», позволяет обеспечить плавный переход цветов декоративных изделий из бетона. Все это дает возможность получения эксклюзивных изделий с фактурными формами в многоцветном исполнении с плавным переходом друг в друга при сохранении физико-химических свойств и более плотным контактом между основными и облицовочными слоями [5, 6].

**Цветовая палитра полученных облицовочных слоев изделий  
при различных сочетаниях и рецептуре пигментов**

| Полученный цвет изделий      | Пигменты, кг/м <sup>3</sup> |             |              |                |                 |
|------------------------------|-----------------------------|-------------|--------------|----------------|-----------------|
|                              | Желтый цвет                 | Черный цвет | Красный цвет | Оранжевый цвет | Коричневый цвет |
| Оранжево-коричнево-оранжевый | -                           | 1,5         | -            | 15,3           | 6,1             |
| Коричнево-черно-коричневый   | -                           | 6,1         | -            | -              | 7,7             |
| Красно-черно-красный         | -                           | 6,1         | 9,2          | -              | -               |
| Коричнево-желто-красный      | 1,7                         | 0,7         | 0,7          | 3,4            | 5,9             |

Получение двухслойных изделий с облицовочным слоем повышенной эксплуатационной надежности является одной из наиболее важных производственных и технологических задач [7, 8].

Способ получения двухслойных изделий с облицовочным слоем предполагает объединить технические и эстетические показатели. Бетоны различной цветовой гаммы способствуют формированию ощущения комфорта. В России, например, в Белгородской области, этому вопросу уделяется особое внимание, что ставит возможность дальнейшего развития высокопрочных декоративных бетонов.

### Библиографический список

1. Сулейманова Л.А., Слепухин А.С., Плехова С.И., Ряпухин А.Н. Эффективность пластифицирующих добавок при производстве высокотехнологичных бетонов // Сборник докладов международной научно-практической конференции «Научное развитие технологий и инновации». 2016. Ч. 2. С. 190-193.
2. Сулейманова Л.А. Высококачественные энергосберегающие и конкурентоспособные строительные материалы, изделия и конструкции // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2017. № 1. С. 9-16.
3. Черкашин А.С., Марушко М.В., Погорелова И. А. Декоративные бетоны для ремонтно-восстановительных работ [Электронный ресурс] // Международный студенческий строительный форум. Белгород, 2017.

4. Сулейманова Л.А., Погорелова И.А., Слепухин А.С., Плехова С.И. Высокотехнологичные бетоны с использованием суперпластифицирующих добавок на основе поликарбоксилата // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 9. С. 63-66.

5. Сулейманова Л.А., Малюкова М.В. Вибропресованные плиты бетонные тротуарные с полифункциональной матрицей / Белгород: Изд-во БГТУ, 2014. 144 с.

6. Яковлева Е.А., Плехова С.И., Шураков И.М., Анучкин Я.А. Пути повышения архитектурной выразительности декоративных бетонов // сборник докладов конференции: Образование, наука, производство. БГТУ им. В.Г. Шухова. 2015. С. 905-909.

7. Сулейманова Л.А., Малюкова М.В., Погорелова И.А., Яковлева Е.А., Корякина А.А. Декоративные элементы как способ эстетического осмысления пространства // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 6. С. 109-115.

8. Сулейманова Л.А., Гридчин А.М., Малюкова М.В., Морозова Т.В. Повышение архитектурной выразительности плит бетонных тротуарных // Научно-технические инновации, сборник трудов Юбилейной Международной научно-практической конференции, посвященной 60-летию БГТУ им. В.Г. Шухова (XXI научные чтения). 2014. С. 347-353.

## **ВЛИЯНИЕ СООТНОШЕНИЯ ЩЕЛОЧЕЙ И ГИПСА НА ДЕФОРМАЦИИ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ**

**Тольпина Н.М., д-р техн. наук, проф.**

**Щигорева Е.М., магистрант**

**Головин М.В., магистрант**

**Щигорев Д.С., аспирант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Природный гипс, добавляемый при помолке клинкера, оказывает влияние на различные свойства вяжущего. В книге Ли Ф.М. [1] приведены экспериментальные данные по расширению и усадке цементного камня при твердении в воде для различных цементов с высоким и низким содержанием щелочей и гипса, которые до настоящего времени не подвергнуты детальному анализу и обобщению, хотя представляют большой практический интерес. В связи с этим

данная работа посвящена исследованию влияния минерального состава клинкера, щелочей и гипса на величину расширения и усадки цементного камня [2]. На рис. 1 приведены графики, отражающие величину расширения и усадки цементного камня в зависимости от содержания щелочей и гипса. Анализ этих данных приводит к следующим результатам.

В зависимости от количества щелочей содержащиеся в цементе сульфаты ведут себя по-разному. При оптимальном соотношении щелочей и сульфатов (близко к 1:1 по массе) в клинкере присутствуют быстро и сильно растворимые соли  $K_2SO_4$  и  $Na_2SO_4$ . При затворении портландцемента водой жидкая фаза пересыщается сульфат-ионами  $SO_4^{2-}$ , что приводит к ускоренному образованию первичного этtringита в цементном тесте, который только уплотняет структуру бетона, так как кристаллизуется в пластичной среде цементной матрицы бетона. Если  $SO_4^{2-}$  много, а щелочей мало, то значительная часть сульфатов выпадает в осадок в виде гипса, так как идет реакция:  $SO_4^{2-} + Ca^{2+} + 2H_2O = CaSO_4 \cdot 2H_2O \downarrow$ . При этом образование этtringита происходит на более поздней стадии, что приводит к расширению камня. Этот эффект отражен на кривых в правой части графика (рис. 1).

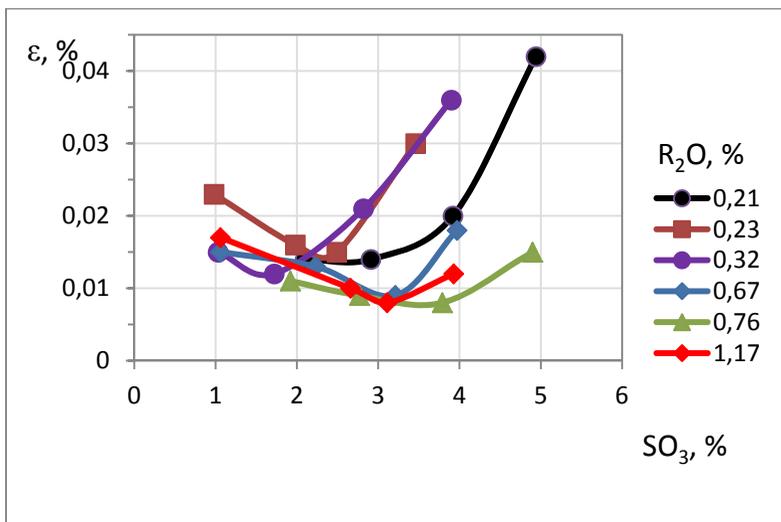


Рис. 1. Влияние содержания щелочей и гипса на расширение цементного камня различного состава в воде через 90 сут

Самое малое расширение достигается при соотношении сульфатов и щелочей 1:1 по массе. Дисбаланс этого соотношения приводит к увеличению расширения.

Из этих данных следует, что если в цементе много щелочей – надо увеличивать количество сульфатов в клинкере либо добавлять их в виде гипса или  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  в бетонную смесь. Если щелочей мало, надо снижать содержание  $\text{SO}_4^{2-}$ . При содержании щелочей до 1,17% оптимальным является содержание  $\text{SO}_4^{2-}$  – 3%, в случае, когда щелочей мало (0,2-0,3 %) – 2%  $\text{SO}_4^{2-}$ . При низком содержании щелочей недопустимо большое содержание  $\text{SO}_4^{2-}$ , так как это вызывает очень большое расширение. Указанная закономерность относится как к низкоалюминатным (4%  $\text{C}_3\text{A}$ ), так и высокоалюминатным (15%  $\text{C}_3\text{A}$ ) цементам, но в последних эффект выражен сильнее.

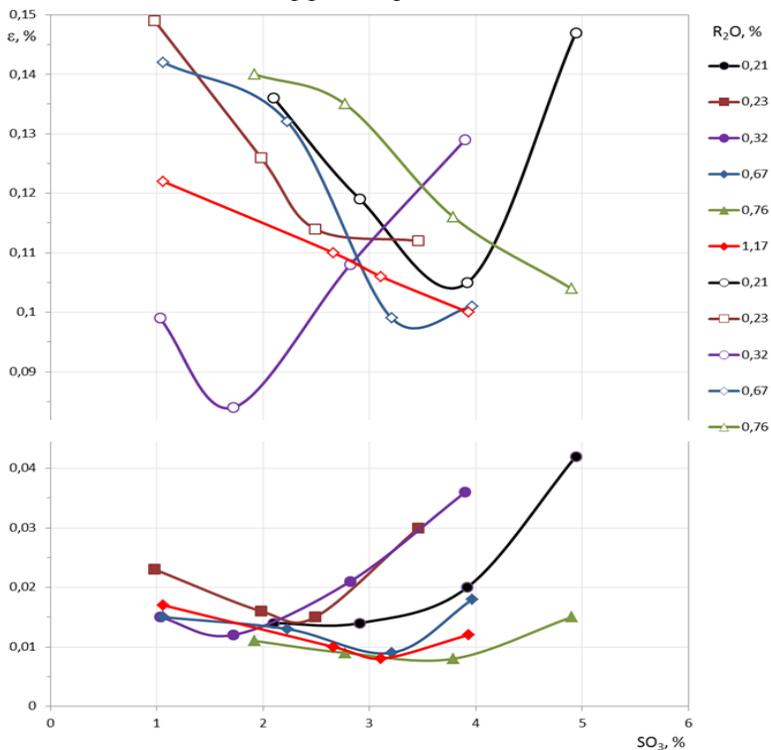


Рис. 2. Влияние содержания щелочей и гипса на усадку (на воздухе, W=50 %) и расширение (в воде) цементного камня различного состава через 90 сут

Необходимо учитывать, что в исследованиях [1] использовались прессованные образцы с низкими значениями В/Ц, где установленная закономерность проявляется наиболее ярко. При интенсивных технологиях, а также при использовании супер- и гиперпластификаторов, снижающих ВЦ до низких значений, это также может наблюдаться. В пластичных смесях данная зависимость выражена слабее, но также может наблюдаться [1].

Рассмотрим влияние сульфатов и щелочей на усадку цементных бетонов. Из рис. 2 видно, что минимальная усадка наблюдалась при содержании щелочей  $R_2O$  – 0,32% и  $SO_4^{2-}$  – 1,72%. Если щелочей много (1,17 и 0,76%), то с увеличением содержания  $SO_4^{2-}$  усадка уменьшается. Усадка минимальна, когда много гидроалюминатов кальция, которые имеют положительный заряд поверхности частиц и образуют вместе с отрицательно заряженными гидросиликатами устойчивый к усадке каркас цементной матрицы бетонов.

Самая большая усадка наблюдается в области малого содержания  $SO_4^{2-}$  (1-2,5 %) при  $R_2O$ , равном 0,23, 0,67, 0,76%. Это обусловлено тем, что когда мало  $SO_4^{2-}$ , первичного этtringита образуется мало и структура неармирована и малоустойчива к усадке. Большая усадка также наблюдается в области большого содержания  $SO_4^{2-}$  (до 4-5%), при малом количестве щелочей ( $R_2O$  0,21, 0,32%), что обусловлено избыточным содержанием  $SO_4^{2-}$  в виде гипса и запоздалой гидратацией  $C_3A$ . Когда  $SO_4^{2-}$  много (4-5%) образуется этtringит, обладающий отрицательным зарядом. Кристаллы этtringита, имеющие отрицательный заряд активных центров, скользят по поверхности отрицательно заряженных гидросиликатов, что способствует увеличению усадки.

Вывод:

Таким образом, для борьбы с сульфатной коррозией нужно использовать высокощелочное, а не низкощелочное вяжущее, особенно, если в окружающей среде находятся не натриевые соли. Зная содержание гипса в цементе, можно достигнуть минимального расширения, подбирая необходимое количество щелочей, путем дополнительного их введения при помощи добавок либо, зная содержание щелочей, отрегулировать содержание гипса в цементе до оптимального уровня.

### Библиографический список

1. Ли Ф.М. Химия цемента и бетона: Госстройиздат, 1961. 645 с.

2. Рахимбаев Ш.М., Толыпина Н.М. Повышение коррозионной стойкости бетонов путем рационального выбора вяжущего и заполнителей: монография. Белгород: Изд-во БГТУ, 2015. 321 с.

## РАСЧЕТ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОБШИВОК ТРЕХСЛОЙНЫХ ПАНЕЛЕЙ С УТЕПЛИТЕЛЕМ ИЗ ПЕНОПОЛИУРЕТАНА

**Шевченко А.В., канд. техн. наук, доц.**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

В практике проектирования ограждающих конструкций возникает необходимость подбора сечения трехслойных панелей по теплотехническим, прочностным и деформационным характеристикам. Для облегчения работы проектировщика разработаны типовые решения и рекомендации по подбору таких конструкций.

В работе трехслойных панелей предельное состояние первой группы может наступить в следующих случаях:

- разрушение среднего слоя панели при сдвиге,
- разрушение контактного шва между средним слоем и обшивкой,
- потери прочности растянутой обшивки,
- потери местной устойчивости сжатой обшивки.

В связи с ограниченным объемом исследований местной потери устойчивости данного вида конструкций, для расчета местной устойчивости рекомендуется рассматривать работу листа обшивки, согласно [2], как гибкой пластины на упругом основании.

Дифференциальное уравнение такой пластины примет форму:

$$w^{IV} + \frac{P_x}{B_D} w'' + \frac{P_y}{B_D} w'' + \frac{c}{B_D} w = 0. \quad (1)$$

Согласно [2] решение (1) будет иметь вид:

$$w = w_0 \sin\left(\frac{\pi}{a_x} x\right) \sin\left(\frac{\pi}{a_y} y\right), \quad (2)$$

здесь, в формулах (1) и (2),  $a_x$  и  $a_y$  - длины волн смятия,  $B_D$  - жесткость панели,  $c$  коэффициент жесткости,  $P_x$ ,  $P_y$  - усилия в обшивке.

В зависимости от формы панели длина волны смятия, критическая сила и напряжения вычисляются по следующим формулам:

$$a_x = \pi \sqrt{\frac{2 \cdot B_D}{K}}, P_{cr} = \frac{3}{2} \sqrt{2 \cdot K^2 \cdot B_D}, \sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{t}, \quad (3)$$

где  $K$  – коэффициент, учитывающий жесткость основания из пенополиуретана,  $t$  – толщина листа обшивки.

Приведем численный пример расчета по данной методике\*. Рассмотрим панель с утеплителем из пенополиуретана толщиной 80 мм, толщина металлического листа 0,5 мм. Плотность пенополиуретана – 45 кг/м<sup>3</sup>. Расчетный изгибающий момент от давления ветра  $M = 1,98$  кНм. Расчетная величина перепада температуры в теплое время года – 55,1 °С. Расчет производим на участке шириной 1 м.

Напряжения в обшивке от расчетного давления ветра

$$\sigma_w = \frac{M}{eA} = \frac{1,98}{0,08 \cdot 0,0005 \cdot 1 \cdot (1000)} = 49,5 \text{ МПа}. \quad (4)$$

Напряжения в обшивке от воздействия температуры:

$$\sigma_t = \frac{\alpha \cdot \Delta t_e \cdot E}{1 - \mu} = \frac{0,00001 \cdot 55,1 \cdot 2,06 \cdot 10^5}{1 - 0,3} = 162,2 \text{ МПа}. \quad (5)$$

Согласно [1] при максимальной плотности 45 кг/м<sup>3</sup> модуль упругости среднего слоя при растяжении:

$$E_k = (1,49 \cdot 45 + 10,9) / 10 = 7,8 \text{ МПа}, \quad (6)$$

модуль сдвига среднего слоя:

$$G_k = (0,897 \cdot 45 - 4,27) / 10 = 3,6 \text{ МПа} \quad (7)$$

Коэффициент Пуассона материала среднего слоя:

$$\nu_k = \frac{E_k}{2G_k} - 1 = \frac{7,8}{2 \cdot 3,6} - 1 = 0,1. \quad (8)$$

Проверим местную устойчивость в продольном направлении (по широкой стороне длиной 4 м) при  $P_x > P_y$ .

Жесткость обшивки на ширину панели:

$$B_D = \frac{E \cdot t^3}{12(1 - \nu^2)} = \frac{2,06 \cdot 10^5 \cdot 0,5^3}{12(1 - 0,3^2)} = 2358 \text{ Нмм}. \quad (9)$$

---

\*Расчет проведен сотрудниками фирмы ООО «БелПромЭкспертиза», г. Белгород, Россия.

Коэффициент:

$$K = \frac{2 \cdot (1 - \nu_k)}{3 - 4 \cdot \nu_k} \sqrt{\frac{2 \cdot G_k \cdot E_k}{1 + \nu_k}} = \frac{2 \cdot (1 - 0,1)}{3 - 4 \cdot 0,1} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,6 \cdot 7,8}{1 + 0,1}} = 4,95. \quad (10)$$

Критическая сила на ширину панели:

$$P_{cr} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{2 \cdot K^2 \cdot B_D} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{2 \cdot 4,95^2 \cdot 2358} = 73,1 \text{ Н/м}. \quad (11)$$

Критическое напряжение в обшивке:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{t} = \frac{73,1}{0,5} = 146,2 \text{ МПа} < \sigma_t + \sigma_w = 162,2 + 50,1 = 212,3 \text{ МПа}. \quad (12)$$

Местная устойчивость в продольном направлении не обеспечена.

Проверим местную устойчивость в поперечном направлении при действии только температуры  $P_x = P_y$ .

Критическое напряжение в обшивке:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{t} = \frac{73,1}{0,5} = 146,2 \text{ МПа} < \sigma_t = 162,2 \text{ МПа}. \quad (13)$$

Местная устойчивость в поперечном направлении не обеспечена.

Необходимо увеличить жесткость панели путем увеличения толщины и повышения прочностных свойств материала среднего слоя. Расчет показал, что помимо проверки прочности от воздействия давления ветра или снега, необходим учет воздействия температуры.

### Библиографический список

1. Рекомендации по технологии изготовления слоистых ограждающих конструкций с применением вспененных пластмасс // ЦНИИСК им. Кучеренко, М.: 1984, 105 с.

2. Штамм К., Вите Х. Многослойные конструкции. М.: Стройиздат, 1973. 300 с.

## **СОЗДАНИЕ КРИВОЛИНЕЙНЫХ ПОВЕРХНОСТЕЙ ВНУТРЕННИХ ПЕРЕГОРОДОК С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПЛИТ «АКВАПАНЕЛЬ»**

**Шевченко А.В., канд. техн. наук, доц.**

**Полоз М.А., аспирант**

*Белгородский государственный технологический  
университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Цементно-минеральные плиты «Аквапанель» в настоящее время широко применяются при выполнении строительных отделочных работ.

Плита «Аквапанель» – это универсальный экологически чистый листовой материал прямоугольной формы. Плита «Аквапанель» состоит из сердечника на цементной основе с легким минеральным наполнителем, армированного с обеих сторон стеклотканной сеткой. Края обрезаны, а кромки усилены. Плита «Аквапанель» долговечна, не размягчается под воздействием влаги, не гниет и не крошится, устойчива к грибкам и плесени [1-5].

Влажные панели перед монтажом должны быть просушены с обеих сторон, иначе снижаются их адгезионные и теплоизоляционные свойства. Перед монтажом плиты «Аквапанель внутренняя» должны пройти акклиматизацию (адаптацию) в помещении, где они будут установлены.

Во время наружной отделки температура материала и окружающей среды не должна быть ниже 5 °С. Грунтовки и шпаклевки нельзя наносить при температуре ниже 5 °С.

В практике строительства помимо прямолинейных поверхностей строительных конструкций, встречаются участки конструкций, которым согласно проекту необходимо придать криволинейное очертание. Цель данной статьи – описать создание криволинейных поверхностей внутренних перегородок с использованием плит «Аквапанель».

Создание криволинейных поверхностей возможно с использованием плит как «Аквапанель наружная», так и «Аквапанель внутренняя».

Для создания криволинейных поверхностей сначала выполняют каркас из металлических стоечных и направляющих профилей, затем обшивают его плитами «Аквапанель наружная» (если работы производят снаружи здания) или плитами «Аквапанель внутренняя» (если работы производят внутри помещений).

Перед производством работ по монтажу криволинейной поверхности необходимо выполнить расчет дуги с учетом радиуса сгибания и размеров применяемых плит.

Зависимость радиуса гибки плиты «Аквапанель» от ее размеров:

- 1200 (2400) x 900 мм – радиус гибки 3000 мм и более;

- 1200 (2400) x 300 мм – радиус гибки 1000 мм и более.

При этом толщина плит равна 12,5 мм. Плиты изгибаются только в продольном направлении.

Плиты изгибаются как по внутренней дуге (Конкав), так и по наружной дуге (Конвекс).

Для расчета дуги с учетом угла используют следующие формулы.

При угле  $\alpha = 90^\circ$  длина дуги

$$L = \frac{r\pi}{2}, \quad (1)$$

где  $r$  – радиус дуги, мм;  $\pi$  – константа ( $\pi = 3,14$ ).

При угле  $\alpha = 180^\circ$  длина дуги

$$L = r\pi. \quad (2)$$

При любом угле  $\alpha$  длина дуги

$$L = \frac{\alpha r \pi}{180^\circ}. \quad (3)$$

Рассмотрим технологию производства работ по монтажу криволинейной поверхности с использованием плит «Аквапанель внутренняя» радиусом 4 м.

1. До начала монтажа перегородки работы, связанные с мокрыми процессами, должны быть выполнены. Монтаж перегородки осуществляют до устройства чистого пола в условиях сухого и нормального влажностного режимов при температуре не ниже  $10^\circ\text{C}$ .

2. Выполняют разметку положения криволинейной поверхности перегородки с помощью контрольно-измерительных приборов (рулетки, разметочного шнура, отвеса). Размечают положение направляющего профиля и положение стоечных профилей.

3. Размечают положение надрезов на стенке и полке направляющего металлического профиля.

Надрезают стенку и полку направляющего металлического профиля и сгибают его по наружному радиусу.

4. Наклеивают на стенку направляющего профиля уплотнительную ленту или наносят герметик. Закрепляют направляющий профиль на полу и потолке дюбелями с шагом не более 300 мм на отрезке изгиба профиля. Далее, по прямой, шаг установки дюбелей – не более 1 м.

5. Устанавливают стоечные профили. Длина стоечных профилей должна быть на 10 мм меньше расстояния между направляющими профилями, установленными на полу и потолке. Стоечные профили устанавливают по радиусу с шагом не более 30 мм и скрепляют с направляющими профилями методом просечки с отгибом. На стоечные профили, примыкающие к смежным стенам, наклеивают уплотнительную ленту или наносят герметик. Стоечные профили к смежным стенам крепят дюбелями с шагом не более 1 м. Шаг установки стоечных профилей на прямолинейных отрезка – 600 мм (Рис. 1).

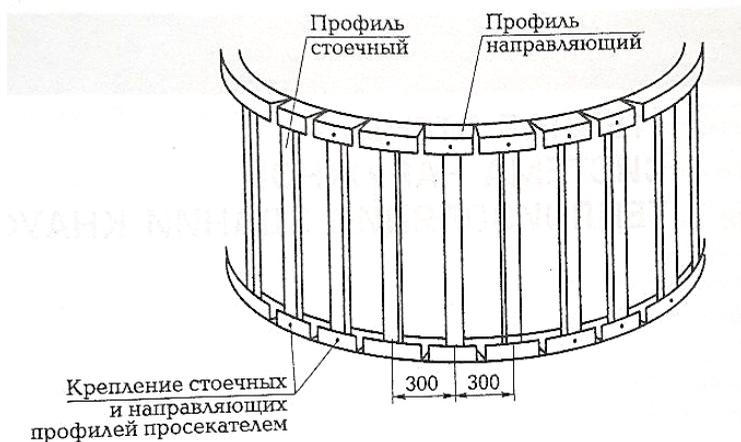


Рис. 1. Монтаж каркаса криволинейной поверхности стены

6. Производят проверку качества установленного каркаса. Проверяют надежность установки профилей и мест крепления, шаг установки профилей, вертикальность положения перегородки.

7. Производят обшивку перегородки плитами «Аквапанель внутренняя» сначала с одной стороны каркаса. Расположение плит горизонтальное, т.е. поперек стоек каркаса винтами с шагом 250 мм. При изгибе плиты могут возникнуть волосяные трещины [6], однако они не приводят к потере прочности плиты. Исходя из условий монтажа криволинейной поверхности радиусом 4 м применяют плиты размером 1200x900x12,5 мм. При монтаже плит «Аквапанель внутренняя» с помощью винтов необходимо следить за надежностью установки винтов, не допускать их свободного проворачивания. Монтаж плит производят по направлению от стенки профиля, чтобы предотвратить отгибание края полки профиля при установке винтов. Во время монтажа

плит на их вертикальные и горизонтальные кромки наносят непрерывной полосой клей для швов. Перед нанесением клея необходимо протереть швы, тем самым удалив пыль. Установленная следующая плита плотно прижимается и слегка может выдавливать клей. Излишки клея удаляют примерно через сутки, после его затвердевания. Не допускается наносить клей по стыкам уже смонтированных плит «Аквапанель внутренняя».

8. Производят монтаж электропроводки. В полости каркаса электропроводку протягивают поперек профилей через технологические отверстия.

9. Укладывают в пазухи между стойками звукоизоляционный материал (если это предусмотрено проектом).

10. Устанавливают и закрепляют плиты «Аквапанель внутренняя» с другой стороны каркаса.

Технология применения цементных плит «Аквапанель» в настоящее время широко используется по всему миру при выполнении строительных отделочных работ. Современные конструкции и технологии предлагают архитекторам и строителям высококачественную и экономичную альтернативу массивным конструкциям из кирпича и бетона [7].

«Аквапанель» заложена во многие проекты гостиниц, жилых, торговых и бизнес-центров, спортивных сооружений, и авторы уверены, что количество таких объектов будет расти огромными темпами.

### **Библиографический список**

1. Елизарова В.А. Технология монтажа каркасно-обшивных конструкций. Практикум: учеб. пособие для студ. учреждений сред. проф. образования. М.: Издательский центр «Академия», 2014. 192 с.

2. Косьянов С.О. Аквапанель – универсальный и современный отделочный материал // Комплексные проблемы развития науки, образования и экономики региона: Научно-практический журнал Коломенского института (филиала) МГМУ (МАМИ). 2012. № 2. С. 39-42.

3. Щелчкова К.В. Применение Аквапанелей фирмы КНАУФ в современном строительстве // Современные технологии: актуальные вопросы, достижения и инновации. Сборник статей IX Международной научно-практической конференции. Под общей редакцией Г.Ю. Гуляева. 2017. С. 163-165.

4. Ильичев И.А., Архипенко А.А. Аквапанели в строительстве // Международная научно-техническая конференция молодых ученых

БГТУ им. В.Г. Шухова. Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. 2016. С. 2668-2671.

5. Молодцов М.В., Ахтямов В.С. Каркасно-обшивные наружные стены КНАУФ с применением плит Аквапанель // КНАУФ в мировом строительном комплексе. Сборник докладов. Южно-Уральский государственный университет (Национальный исследовательский университет), архитектурно-строительный факультет, Консультационный центр Кнауф, ООО "КНАУФ ГИПС Челябинск". 2015. С. 75-78.

6. Popkov J.V., Smolyago G.A., Glagolev E.S., Frolov N.V., Obernikhin D.V. Deformations and tension in concrete of squeezed zone of non-centrally loaded ferroconcrete elements // Research Journal of Applied Sciences. 2014. Vol. 9. No 12. Pp. 1021-1029.

7. Жунин А.А. Инновационный метод устройства ограждающих конструкций при возведении многоэтажных жилых зданий // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2017. № 2. С. 73-78.

## **ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ СУПЕРПЛАСТИФИКАТОРОВ С УЧЕТОМ РОЛИ МЕЛКИХ ЗАПОЛНИТЕЛЕЙ**

**Щигорев Д.С., аспирант**  
**Головин М.В., магистрант**  
**Горленко А.А., магистрант**  
**Щигорева Е.М., магистрант**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Для регулирования водопотребности вяжущих систем широко используются органические поверхностно-активные вещества преимущественно анионного типа, т.е. органические соединения, функциональные группы которых представляют собой носитель кислотных свойств, который отщепляет в щелочной среде вяжущей суспензии протон и приобретает отрицательный заряд [1]. Функциональными группами большинства этих добавок являются сульфогруппа, карбоксилат, гидроксильная группа, связанная с ароматическим радикалом и т.п. Обобщенно большинство их можно изобразить в виде формул:  $R_1-SO_3^-$ ,  $R_2-COO^-$ ,  $AR_3-O^-$ . Из общих положений химии поверхностно-активных веществ следует, что эти

добавки адсорбируются преимущественно на активных центрах частиц гидратирующегося вяжущего, несущих положительный заряд, т.е. гидроалюминатах кальция [2].

Адсорбция анионных ПАВ на положительно заряженных активных центрах гидратных соединений сопровождается разрушением флоккул или кластеров гидратных частиц, которые образуются в результате электростатического притяжения положительно заряженных гидроалюминатов к отрицательно заряженным гидросиликатам кальция. Это вызывает освобождение иммобилированной воды, заключенной внутри кластеров, которая приобретает свойства свободной жидкости и повышает подвижность цементного теста [2]. В технологии бетонов чаще всего в качестве заполнителя используется кварцевый песок, гранит, кварцитопесчаник, доменные и сталеплавильные шлаки, в которых преобладают отрицательно заряженные активные центры [3]. В связи с этим как мелкий, так и крупный заполнитель принимает слабое участие в процессе разжижения бетонной смеси с помощью ПАВ. Таким образом, заполнитель является инертным компонентом бетонной смеси с точки зрения разжижения. Из изложенных соображений следует, что для усиления разжижения бетонной смеси с помощью ПАВ, целесообразно использовать заполнитель, в котором преобладает положительно заряженные активные центры, либо при использовании кислых пород в качестве заполнителя вместо анионных ПАВ использовать нейтральные или катионные добавки [4-7].

Такой подход должен привести к усилению действия разжижающих ПАВ. Выяснить это можно лишь путем прямых экспериментальных исследований [8]. Поскольку, количественной характеристикой интенсивности проявления электроповерхностных свойств является электрокинетический потенциал твердых частиц, то наблюдается корреляция между последними и разжижающей способностью химических добавок (рис. 1).

В природе крайне редко встречаются кварцевые пески с очень чистой поверхностью, на которых не адсорбированы в процессе литогенеза какие-либо соединения, обладающие электроповерхностными свойствами.

Используемые в качестве мелкого заполнителя в технологии рядовых бетонов кварцевые пески, как правило, имеют окраску от желтой до бурой, либо серой, так как их поверхность загрязнена частицами оксидов Fe, Al, Mn и других металлов.

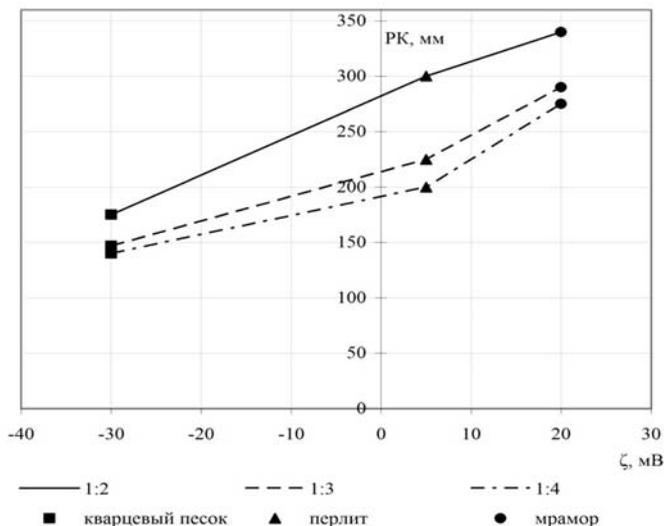


Рис. 1. Влияние дзета-потенциала поверхности заполнителей на разжижающую способность суперпластификатора С-3

При этом пленки указанных соединений достаточно прочно удерживаются на поверхности частиц кварцевого песка, так как зачастую имеют положительный знак заряда. Совершенно очевидно, что указанные пленки оксидов, имеющих, как правило, положительный электроповерхностный заряд, могут играть существенную роль в процессах адсорбции ПАВ на заполнителе и влиять на эффективность разжижения мелкозернистых бетонов анионоактивными разжижителями [9]. Чем больше на поверхности мелкого заполнителя содержится пленок, обладающих положительными электроповерхностными свойствами, тем эффективнее бетонные смеси будут разжижаться анионными добавками типа С-3, Мельфлюкс и др. Отмывка положительно заряженных пленок слабым раствором соляной кислоты будет ослаблять разжижение анионоактивных добавок. Экспериментальные данные, приведенные в [10], это подтверждают.

Таким образом, в бетонах традиционного состава знак заряда функциональной группы разжижающих добавок совпадает со знаком заряда активных центров на поверхности заполнителей и наполнителей, поэтому последние не принимают участия в процессах разжижения и даже несколько снижают эффективность химических добавок. Для того, чтобы избежать этого, нужно применять такое сочетание

функциональных групп разжижающих добавок и поверхностных зарядов заполнителей и наполнителей, когда они имеют разноименный знак.

### **Библиографический список**

1. Вовк А.И. Адсорбция суперпластификаторов на продуктах гидратации минералов портландцементного клинкера // Коллоидный журнал, 2010. Т. 62. № 2. С.161-169.

2. Шаповалов Н.А., Косухин М.М., Слюсарь А.Л. Механизм действия разжижителей цементосодержащих строительных композиций // Проблемы строительного материаловедения и новых технологий: междунар. науч.- практ. конф. Белгород: БелГТАСМ, 2000. С. 464-470.

3. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М., Хахалева Е.Н. Влияние мелкого заполнителя из песка на эффективность действия добавок-разжижителей // Вестник СибАДИ. 2016. № 3 (49). С. 74–79.

4. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М., Хахалева Е.Н. Об эффективности действия суперпластификаторов в мелкозернистых бетонах в зависимости от вида мелкого заполнителя // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2010. № 3. С. 60–63.

5. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М. О влиянии знака поверхностного заряда заполнителя на разжижающую способность суперпластификаторов // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2011. № 2. С. 22–26.

6. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М., Карпачева Е.Н. Эффективность действия добавок пластифицирующего действия в зависимости от качества песка // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2013. № 4. С.59–61.

7. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М., Карпачева Е.Н. Катионактивная добавка для разжижения цемента-песчаных смесей // Бетон и железобетон. 2013. № 6. С.9–10.

8. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М., Карпачева Е.Н. Роль пленок, адсорбированных на поверхности частиц природного кварцевого песка, в процессах пластификации бетонных смесей // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 8. С.15–18.

9. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М., Хахалева Е.Н. Влияние мелкого заполнителя из песка на эффективность действия добавок-разжижителей // Вестник СибАДИ. 2016. № 3 (49). С. 74–79.

10. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М., Карпачева Е.Н. Эффективность разжижения супер- и гиперпластификаторов в

зависимости от вида мелкого заполнителя // Сб. докл. междуна. науч.-практ. конф., Белгород, 11–12 окт. 2011. Белгород, изд-во БГТУ, 2011. Ч. 4. С. 198–202.

## МЕТОДЫ ОЦЕНКИ РЕАКЦИОННОЙ СПОСОБНОСТИ ЗАПОЛНИТЕЛЕЙ

**Щигорева Е.М., магистрант**

**Головин М.В., магистрант**

**Горленко А.А., магистрант**

*Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия*

Главная проблема оценки реакционной способности заполнителя заключается в том, что процессы взаимодействия кремнезёма заполнителей со щелочами цемента протекают очень медленно. Разрушение бетона может начинаться через 10–20 лет после ввода бетонного сооружения в эксплуатацию. В связи с этим большое значение имеют натурные эксперименты – изучение существующих объектов с выявленными признаками щелочной реакции.

Блэнкс и Кеннеди в своей работе [1] приводят несколько принципов ускорения испытаний на щелочную коррозию:

- хранение образцов при повышенной температуре (37 °С);
- выдерживать образцы во влажно-воздушных условиях;
- погружать порошки заполнителей в растворы щелочей (однако, это не может служить надежной характеристикой);
- исследовать продукты реакции между щелочами и заполнителями в ультрафиолетовом свете на их способность к флуоресценции (результаты таких опытов нельзя считать достоверными).

В.С. Рамачандран [2] приводит описание первых зарубежных ускоренных методов определения реакционной способности заполнителя. К ним относится метод, основанный на измерении количества прореагировавшей щелочи (за 24 ч,  $t=80\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) с измельченным заполнителем (метод по ASTM C239–71). К ранним методам относят ускоренные методы, основанные на измерении деформаций удлинения образцов-балочек из раствора на измельченном до определенных размеров заполнителе в условиях 100%-ной относительной влажности при  $t=37,8\text{ }^{\circ}\text{C}$  (метод по ASTM C227–71) либо бетонных призм размерами не менее  $75\times 75\times 350\text{ мм}$  при температуре  $23\pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$  во влажной

среде. Специалисты использовали метод исследования породы в цилиндрах и призмах путем погружения в 2 Н раствор NaOH.

В настоящее время методы определения реакционной способности заполнителей со щелочами цемента разрабатываются РИЛЕМ (Техническим комитетом ТК 191-АРР). В РФ испытания регламентированы стандартами ГОСТ 8269.0–97 и ГОСТ 8735–88.

РИЛЕМ предлагают следующие методы для определения реакционной способности заполнителя:

- 1) ААР-1 – Петрографический метод.
- 2) ААР-2 – Ускоренный метод испытаний растворных образцов (соответствует 3 стадии испытаний в РФ).
- 3) ААР-3 – Метод испытаний бетонных призм (соответствует 4 стадии испытаний в РФ).
- 4) ААР-4 – Ускоренный метод испытаний бетонных призм. Испытания выполняются при температуре 60 °С во влажной среде (в герметичной ёмкости во влажной ткани).
- 5) ААР-5 – Испытание карбонатных заполнителей.

В настоящее время специалистами продолжают работы по разработке новых и совершенствованию существующих методик по выявлению щелочной коррозии.

Ряд исследователей предлагает для ускорения щелочной коррозии применять высокие температуры или дозировки щелочей [3, 4]. Однако, есть мнение, что высокие температуры могут отрицательно повлиять на результаты эксперимента, так как повышение температуры до 60° С приводит к усилению выщелачивания, значительным потерям массы и снижению рН.

Кроме химических методов для определения активности различных заполнителей в условиях щелочной коррозии бетона специалистами разрабатываются методы на основе механических изменений в бетоне. Необходимо отметить, что применяемые методики отличаются высокой трудоемкостью либо длительностью, могут выполняться в хорошо оснащенных, специализированных лабораториях, что не всегда имеет место на заводах ЖБИ. Обращает на себя внимание огромное количество методов, совершенно разносторонних, в отличие, например, от испытаний на сульфатостойкость. Такое многообразие объясняется нестабильностью результатов. Авторы считают, что нельзя для ускорения реакций щелочей и заполнителя применять автоклавную обработку или пропарку, так как при этом меняется физико-химия процессов, они становятся неадекватны реальным условиям. Такими методами можно забраковать качественный заполнитель, что сузит

сырьевую базу стройиндустрии [5-7]. Блэнкс и Кеннеди и др. исследователи считают, что температура проведения испытаний не должна превышать 40-50<sup>0</sup>С, иначе меняется фазовый состав продуктов гидратации, этtringит и другие соединения могут разлагаться.

В связи с этим, необходимо создание новых методов определения потенциально реакционноспособных заполнителей, прогнозирования развития коррозии и способов ее устранения [8-9]. Предложен способ для измерений деформаций расширения, в котором использовано стандартное кольцо Ле Шателье (ГОСТ 30744–2003). Для испытаний приготавливают смесь из цемента с исследуемым измельченным заполнителем, в которую с водой затворения вводят добавки NaOH, NaCl, KOH в количестве 3% от массы вяжущего. Полученной смесью заполняют кольцо на стеклянной пластинке, измеряют расстояние между концами стержней и помещают в эксикатор над водой на 24 ч, затем в воду комнатной температуры. Измерения проводят через день при помощи штангенциркуля. Это достаточно простой и быстрый способ для определения расширения цементно-песчаного раствора, что позволяет установить наличие реакционноспособного кремнезема в заполнителе. Испытания проводятся в нормальных условиях, что в большой степени приближено к естественным условиям эксплуатации и обеспечивает более достоверные результаты. Однако явление расширения крайне нестабильно: на одном цементе идет расширение, а на цементе другой партии – нет, что может наблюдаться из-за несбалансированного содержания щелочей и сульфатов [10-12]. При определенном соотношении R<sub>2</sub>O и SO<sub>3</sub><sup>2-</sup> может наблюдаться большое расширение и без реакций щелочей и заполнителя. Именно этим объясняется огромное многообразие методов испытаний. Это явление необходимо учитывать.

### **Библиографический список**

1. Блэнкс Р.Ф., Кеннеди Г.Л. Технология цемента и бетона / пер. с англ. М.: Промстройиздат, 1957. 327 с.
2. Рамачандран В., Фельдман Р., Бодуэн Дж. Наука о бетоне: Физ.-хим. бетоноведение / пер. с англ. М.: Стройиздат, 1986 . 288 с.
3. Mo X., Jxng Y., Han T. Alkali-silica reactivity of different aggregates from mineral and textural characteristics// J. Wuhan Univ. Technol. Mater. Sci. Ed. 2008. No 6. Pp. 901-906.
4. Berra M., Mangialardi T., Paolini A. E. Use of an ultra-accelerated concrete prism expansion test for alkali-silica reactivity assessment // Mag. Concr. Res. 2005. 57, No 1. Pp. 39–47.

5. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М., Балес А.А. Обоснование оптимальных условий ускорения испытаний на внутреннюю коррозию А.А. Балес // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2011. № 11. С. 101–104.

6. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М. Способ определения реакций между щелочами и заполнителем // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г.Шухова. 2011. № 2. С. 21–23.

7. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М. Методы оценки коррозионной стойкости цементных композитов // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2012. № 3. С. 23–24.

8. Тольпина Н.М. К вопросу о внутренней коррозии бетона, обусловленной реакцией щелочей с заполнителем // Вестник Центрального Регионального отделения: мат-лы Академических науч. чтений «Науч. и инженер. пробл. строит.-технол. утилизации техногенных отходов». Белгород: изд-во БГТУ им. В.Г. Шухова, 2014. вып. 13. С. 224–229.

9. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М. О методах испытаний на реакционную способность заполнителей и интерпретации их результатов // Интеллектуальные строительные композиты для зеленого строительства. Сб. докл. междунар. науч.-практ. конф. Белгород: Изд-во БГТУ, 2016. Ч.3. С. 53–56.

10. Тольпина Н.М. К вопросу о взаимодействии цементной матрицы с заполнителями // Современные наукоемкие технологии. 2016. № 6, Ч.1. С. 81–85.

11. Рахимбаев Ш.М., Тольпина Н.М., Балес А.А. Влияние добавок-пластификаторов на внутреннюю коррозию бетона // Сб. докл. междунар. науч.-практ. конф., Белгород, 11–12 окт. 2011. Белгород: Изд-во БГТУ, 2011. Ч. 4. С. 195–197.

12. Карпачева Е.Н., Рахимбаев Ш. М., Тольпина Н.М. Коррозия мелкозернистых бетонов в агрессивных средах сложного состава: монография // Germany: Saarbrücken: LAB LAMBERT Academic Publishing GmbH & Co.KG, 2012. 90 с.

Научное издание

Международная  
научно-практическая конференция  
«Наука и инновации в строительстве»  
(К 165-летию со дня рождения В.Г. Шухова)

Сборник докладов

Ответственный за выпуск **Сулейманова** Людмила Александровна

Компьютерная верстка **Никулина** Юлия Александровна

Подписано в печать 07.04.18.

Формат 60x84/16. Усл. печ. л. 25,8. Уч.- изд. л. 27,8.  
Тираж 100 экз. Заказ № 341 Цена 343 р. 15 к.

Отпечатано в Белгородском государственном  
технологическом университете им. В.Г. Шухова  
308012, г. Белгород, ул. Костюкова, 46

