

**УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ
АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА УКРАЇНИ
ТРАНСПОРТНА АКАДЕМІЯ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА ім. А.М. БЕКЕТОВА
ПАТ «УКРЗАЛІЗНИЦЯ»
ТОВ «МС-ВАУСНЕМІЕ»
АТ «TINES CAPITAL GROUP»**

**Тези доповідей 6-ї міжнародної
науково-технічної конференції
«ПРОБЛЕМИ НАДІЙНОСТІ ТА ДОВГОВІЧНОСТІ
ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД ТА БУДІВЕЛЬ НА
ЗАЛІЗНИЧНОМУ ТРАНСПОРТІ»**

Харків 2017

6-а Міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті», Харків, 19–21 квітня 2017 р.: Тези доповідей. – Харків: УкрДУЗТ, 2017. – 229 с.

Збірник містить тези доповідей науковців вищих навчальних закладів України та інших країн, підприємств транспортної та будівельної галузі за трьома напрямками: будівельні матеріали, захист і ремонт конструкцій та споруд; будівельні конструкції, будівлі та споруди; залізниці та автомобільні дороги, метрополітени, промисловий транспорт.

ЗМІСТ

Секція

БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ, ЗАХИСТ І РЕМОНТ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД

<i>В.О. Бондар, Р.Р. Ахмеднабісв</i> КИНЕТИКА ТВЕРДІННЯ ЦЕМЕНТНО-ЗОЛОШЛАКОВИХ СУМІШЕЙ	18
<i>В.Н. Выровой, А.В. Елькин, Н.В. Казмирчук</i> УСЛОВИЯ БЕЗОПАСНОГО ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ-СИСТЕМ	20
<i>А.О. Гарбуз, Е.С. Скрыпник</i> АДГЕЗИОННЫЕ СВОЙСТВА АКРИЛОВЫХ ПОЛИМЕРКОМПОЗИЦИЙ ДЛЯ ЗАЩИТЫ И РЕМОНТА КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ	21
<i>Д.С. Захаров, С.М. Толмачов</i> ВПЛИВ СУПЕРПЛАСТИФІКАТОРА НА МІЦНІСТЬ ЦЕМЕНТОБЕТОНІВ ПРИ РІЗНОМУ СПІВВІДНОШЕННІ ЗАПОВНЮВАЧІВ	23
<i>О.А. Коробко</i> ВЗАИМОСВЯЗЬ СТРУКТУР ИЗДЕЛИЯ И МАТЕРИАЛА	25
<i>С.І. Еєвадна</i> МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ ВИЛУГОВУВАННЯ БЕТОНУ ПРИ ФІЛЬРАЦІЇ НА ОСНОВІ МАТЕРІАЛІВ ОБСТЕЖЕННЯ ГРЕБЛІ ДНІСТРОВСЬКОЇ ГЕС	26
<i>Д.С. Еинник, Е.С. Шинкевич</i> ОПТИМИЗАЦИЯ ФРАКЦИОННОГО СОСТАВА ОРГАНИЧЕСКОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ ДЛЯ АРБОЛИТОБЕТОНА	28
<i>α.Н. Питак, С.В. Харыбина, 0.α. Питак</i> БЕЗОБЖИГОВЫЙ МУЛЛИТОКОРУНДОВЫЙ ОГНЕУПОР С ПРИМЕНЕНИЕМ ФОСФАТНОГО СВЯЗУЮЩЕГО КОМПОНЕНТА	30
<i>К.К. Пушкарьова, К.О. Каверин</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ВИСОКОМІЦНИХ ЛЕГКИХ КЕРАМЗИТОБЕТОНІВ, МОДИФІКОВАНИХ КОМПЛЕКСНОЮ ОРГАНО-КРЕМНЕЗЕМИСТОЮ ДОБАВКОЮ	31

<i>Р.Ф. Рунова, Н.О. Сова, В.В. Троян</i> КОРОЗИЙНА СТІЙКІСТЬ МОДИФІКОВАНИХ БЕТОНІВ ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ	33
<i>В.В. Тараненкова, Г.Н. Шабанова, М.А. Головий, Р.А. Крупко</i> ДОЛОМИТОВЫЙ КИРПИЧ НА ОСНОВЕ РАСТВОРА БИШОФИТА ЗАТУРИНСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ	34
<i>В.В. Троян, Б. П. Кіндрась</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ МІНЕРАЛЬНИХ ДОБАВОК НА ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ ВИСОКОМІЦНИХ БЕТОНІВ	35
<i>Г.Н. Шабанова, А.Н. Корогодская, В.Н. Шумейко</i> ОПТИМИЗАЦИЯ ЦЕМЕНТСОДЕРЖАЩЕЙ КОМПОЗИЦИИ С МОДИФИЦИРУЮЩИМИ ДОБАВКАМИ	37
<i>О.С. Шинкевич, С.С. Еуцкін, А.А. Тертичний</i> БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНІСТЬ ВПЛИВУ КРЕМНЕЗЕМВМІСТКОГО КОМПОНЕНТУ НА СТРУКТУРУ ТА ВЛАСТИВОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ КОМПОЗИТІВ	38
<i>А.О. Атинян, К.С. Буханова</i> ЗАСТОСУВАННЯ НИЗЬКОВИПАЛЬНОГО ВЕРМИКУЛІТУ У ЯКОСТІ ВОГНЕЗАХИСНОГО МАТЕРІАЛУ	40
<i>О.С. Борзяк, В.М. Іайка, С.С. Вандоловський</i> ФОРМУВАННЯ СТРУКТУРИ ДРІБНОЗЕРНИСТОГО БЕТОНУ	42
<i>О.Г. Вандоловський, О.А. Григоренко</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ ПЕРЕТВОРЕННЯ АЛЮМОСИЛІКАТІВ В ГІДРОАЛЮМІНАТИ КАЛЬЦІЮ	43
<i>В.И. Винниченко, А.Н. Рязанов</i> ЭНЕРГЕТИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ ПРОИЗВОДСТВА ДОЛОМИТОВОГО КЛИНКЕРА ПО СРАВНЕНИЮ С ПОРТЛАНДЦЕМЕНТНЫМ	44
<i>О.С. Герасименко, А.А. Бутенко</i> РЕГУЛЮВАННЯ Й ОЦІНКА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КОНТИНУАЛЬНИХ ФУНДАМЕНТІВ З ПІДВИЩЕНИМИ НАВАНТАЖЕННЯМИ	45
<i>Е.Б. Деденёва, И.Э. Казимагомедов, Саад Салем, Т.О. Костюк, Єнис Башир, М.В. Чименко,</i>	

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ КОНСОЛИДАЦИИ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ, ФОРМУЕМЫХ МЕТОДАМИ ВАКУУМИРОВАНИЯ И ОСЕВОГО ПОСЛОЙНОГО ПРЕССОВАНИЯ	47
<i>И.А. Емельянова, В.В. Блажко, С.В. Карпенко</i> АНАЛИЗ ДВИЖЕНИЯ ЧАСТИЦ СУХОЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ СМЕСИ В СВОБОДНОМ РАБОЧЕМ ПРОСТРАНСТВЕ СМЕСИТЕЛЕЙ ПОСЛЕ СХОДА С ЛОПАТОК ИХ РАБОЧИХ ОРГАНОВ	49
<i>А.С. Сфіменко, Х.-Б. Фішер, К. Матхес, О.С. Борзяк, А.А. Пługін, Е.С. Геворкян</i> ШЛЯХИ ПІДВИЩЕННЯ МІЦНОСТІ ГІПСОВИХ КОМПОЗИЦІЙ	50
<i>І.Е. Казімагомедов, А.В. Еобанова</i> ВИКОРИСТАННЯ ВІДХОДІВ ПРОМИСЛОВОСТІ ДЛЯ ПОКРАЩЕННЯ ВОДОСТІЙКОСТІ АРБОЛІТУ	51
<i>В.В. Касьянов, О.А. Пługін, С.Г. Нестеренко, А.А. Пługін</i> ЗАХИСТ СПОРУД ВІД ЕЛЕКТРОКОРОЗІЇ ЗА ДОПОМОГОЮ УЗЕМЛЕНИХ ЕЛЕКТРОПРОВІДНИХ ЕКРАНІВ	52
<i>О.В. Костыркин, Г.Н. Шабанова, Н.С. Цапко, М.Є. Иващенко</i> К ВОПРОСУ О ТЕРМОДИНАМИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЯХ ЧЕТЫРЕХКОМПОНЕНТНОЙ СИСТЕМЫ $\text{BaO} - \text{CoO} - \text{Fe}_2\text{O}_3 - \text{Al}_2\text{O}_3$ В ОБЛАСТИ СУБСОЛИДУСА	53
<i>С.В. Мірошніченко, А.С. Звєрєва</i> ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПРОКЛАДНОГО ШАРУ БЕЗБАЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА НА ЕТАПАХ МОНТАЖУ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ	54
<i>А.В. Никитинський</i> ОГЛЯД СУЧАСНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКТИВНО- ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ГІДРОІЗОЛЯЦІЇ ОБВОДНЕНИХ ЗАЛІЗНИЧНИХ ТУНЕЛІВ	56
<i>А.А. Пługін, С.В. Мірошніченко, О.А. Калінін, О.В. Афанасьєв</i> НОВІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ І РОЗРОБКИ У НОРМАХ І СТАНДАРТАХ	57
<i>М.Г. Салия, Р.Н. Шемет, В.Е. Земляков, А.Б. Гасанов, А.В. Рачковский</i> ЗАЩИТА БЕТОННЫХ, ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ	

КОНСТРУКЦІЙ ОТ АГРЕССИВНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ	59
<i>І.Є. Сафонюк</i> ВПЛИВ ЗОВНІШНЬОГО ЕЛЕКТРИЧНОГО ПОЛЯ НА РОБОЧІ ВЛАСТИВОСТІ МІНЕРАЛЬНИХ ОЛИВ	60
<i>А.А. Плугин, Е.Б. Деденёва, Т.А. Костюк, А.И. Бондаренко, О.И. Дёмина</i> ВЗАИМДЕЙСТВИЕ ЖИДКОЙ ФАЗЫ И ДИСПЕРСНЫХ ЧАСТИЦ ПРИ ВИБРОВАКУУМИРОВАНИИ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ	62
<i>А.А. Плугін, С.В. Мірошніченко, О.А. Консв, Н.М. Партала, Є.А. Суханова, О.В. Палант</i> ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ПРОКЛАДНОГО ШАРУ БЕЗБАЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА ІЗ ПРОСТОРОВО АРМОВАНОЇ ПОЛІМЕРНИМ ВОЛОКНИСТИМ МАТЕРІАЛОМ ЦЕМЕНТНОЇ КОМПОЗИЦІЇ	64
<i>А.А. Плугін, С.В. Мірошніченко, Є.Е. Тулей, В.М. Суслов, М.О. Колесников</i> ДОСЛІДЖЕННЯ МОЖЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ ТИПУ СБЗ ЗІ СКРІПЛЕННЯМИ КПП-5 НА ДІЛЯНКАХ ПІДВИЩЕНОЇ ВАНТАЖОНАПРУЖЕНОСТІ	65
<i>А.М. Плугін, О.А. Плугін, О.В. Палант, О.А. Консв, А.А. Плугин</i> ВПЛИВ ЕЛЕКТРИЧНИХ ПОТЕНЦІАЛІВ ВІД ВОДОЗАБІРНИХ СВЕРДЛОВИН НА ПОШКОДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ	67
<i>О.А. Плугін, В.В. Касьянов, В.В. Консв, А.В. Никитинський</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ЕЛЕКТРОПРОВІДНОГО НАПОВНЮВАЧА НА ЕЛЕКТРОФІЗИЧНІ, ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ, ГІДРОФІЗИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ СИЛІКАТНИХ КОМПОЗИЦІЙ	68
<i>О.А. Плугін, В.В. Касьянов, А.А. Плугін, Д.А. Плугін</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ СТРУКТУРИ НА ПИТОМИЙ ЕЛЕКТРИЧНИЙ ОПІР СИЛІКАТНИХ КОМПОЗИЦІЙ ДЛЯ ЗАХИСТУ ВІД ЕЛЕКТРОКОРОЗІЇ	69
<i>О.В. Романенко, О.А. Калінін</i> ПРИСКОРЕННЯ ТВЕРДІННЯ БЕТОНУ У РАННІ ТЕРМІНИ	70
<i>Є.Є. Савчук</i> ДОСЛІДЖЕННЯ З РОЗРОБКИ КОМПОЗИЦІЙ ПРОНИКНОЇ ДІІ НА ОСНОВІ БЕЗКЛІНКЕРНОГО В'ЯЖУЧОГО	71

<i>Р.М. Семенів</i> АТМОСФЕРОСТІЙКЕ ЗАХИСНЕ ПОКРИТТЯ ДЛЯ КЕРАМІЧНИХ МАТЕРІАЛІВ НА ОСНОВІ ПОЛІСИЛОКСАНОВОГО КОМПОНЕНТУ	72
<i>Г.Г. Ткаченко, С.С. Макарова</i> АКТИВОВАНІ БЕТОНИ	74
<i>Е.В. Трикоз, І.В. Багіяни</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕКТРООПОРУ БЕТОНУ, МОДИФІКОВАНОГО БІТУМНОЮ ЕМУЛЬСІЄЮ	75
<i>Е.В. Трикоз, В.Є. Савчук</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ВЛАСТИВОСТЕЙ ГРУНТОВМІСНИХ МАТЕРІАЛІВ З ВИКОРИСТАННЯМ ВІДХОДІВ ВИРОБНИЦТВА	76
<i>С.М. Іепурна, О.С. Борзяк</i> ВИСОКОДИСПЕРСНА КРЕЙДА ЯК ДОБАВКА ДЛЯ БЕТОНІВ	78
<i>В.В. Шевченко</i> КОМПЛЕКСНА СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬНИХ КОМПОЗИТІВ	79
<i>Н.Ф. Уразманова, В.Є. Тофанило</i> СТРУКТУРНІ ЗМІНИ БЕТОНІВ ПРИ ПЕРІОДИЧНОМУ ЗВОЛОЖЕННІ ТА ВИСУШУВАННІ	80
<i>Е.М. Дворкін, О.М. Бордюженко, Т.В. Ковальчук</i> ЕФЕКТИВНІСТЬ ДИСПЕРСНОГО АРМУВАННЯ ВИСОКОМІЦНОГО ДРІБНОЗЕРНИСТОГО БЕТОНУ	81
<i>Т.В. Еяшенко, А.Д. Довгань</i> ОБ ИЗОПАРАМЕТРИЧЕСКОМ АНАЛИЗЕ СВОЙСТВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОМПОЗИТОВ	83
<i>О.М. Непомящий</i> ВПЛИВ МІСЦЕВОГО ЗАМОРОЖУВАННЯ НА СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬНИХ КОМПОЗИТІВ	86
<i>М.А. Саницький, У.Д. Марущак, Є.В. Олевич</i> ВПЛИВ ПІДВИЩЕНИХ ТЕМПЕРАТУР НА МІЦНІСТЬ ШВИДКОТВЕРДНУЧИХ БЕТОНІВ, ЩО МІСТЯТЬ УЛЬТРАДИСПЕРСНІ МІНЕРАЛЬНІ ДОБАВКИ	87
<i>М. Эрхардт, О. Мандрикова, Х.-Б. Фишер</i>	

ТЕМПЕРАТУРНИЙ ФАКТОР ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ УЛЬТРАЗВУКА ВЫСОКОЙ МОЩНОСТИ НА ПРОЦЕСС ГИДРАТАЦИИ СТРОИТЕЛЬНОГО ГИПСА	89
--	-----------

**Секція
БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ, БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ**

<i>В.В. Астанін, Г.О. Бегель</i> МОДЕЛЮВАННЯ УДАРНОГО ПОШКОДЖЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД З ВИКОРИСТАННЯМ ІМОВІРНІСНОГО ПІДХОДУ	94
<i>В.Н. Бабаев, В.С. Шмуклер</i> НОВЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ДЛЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ОБЪЕКТОВ ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА	96
<i>В.Н. Бабаев, М.Е. Беккер, В.С. Шмуклер, С.А. Бугаевский, Р.Б. Каплин, С.Н. Круль</i> ЭФФЕКТИВНАЯ КОНСТРУКЦИЯ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНОГО МОСТА (ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ)	97
<i>Х.З. Байтала, П.І. Бакін, О.А. Фесенко</i> ЗОНАЛЬНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ	98
<i>О.О. Балабай</i> ОСНОВНІ НАПРЯМКИ ОЦІНКИ НАДІЙНОСТІ І БЕЗПЕКИ БЕТОННИХ ВОДОЗЛИВНИХ ГРЕБЕЛЬ НА НЕСКЕЛЬНІЙ ОСНОВІ	100
<i>Е.В. Опанасенко, А.А. Берестянская</i> ПРЕДПОСЫЛКИ ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ФИБРОБЕТОНОВ НА ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	101

<i>Є.С. Болдырева, В.И. Шушкевич</i> ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ ИМПЛАНТИРУЕМЫХ МОНТАЖНЫХ ПЕТЕЛЬ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ, ИЗГОТАВЛИВАЕМЫХ ПО БЕЗОПАЛУБОЧНОЙ ТЕХНОЛОГИИ	103
<i>Є.В. Бондаренко, К.В. Спиранде, М.Г. Салия, М.В. Чименко</i> ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ОБОЙМАМИ, С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ	104
<i>С.А. Бугаевский, В.В. Герасименко, А.В. Конюхов, В.Б. Никулин</i> ОСНОВЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ И ТЕХНОЛОГИЯ СОЗДАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ СИСТЕМЫ «МОНОФАНТ»	106
<i>А.И. Вайнберг</i> МЕТОДИКА РАСЧЕТА СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБДЕЛКИ НАПОРНОГО ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО ТУННЕЛЯ	108
<i>Г.Е. Ватуля, М.Е. Резуненко, Д.Г. Петренко, М.А. Рожнова</i> ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИБКИХ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРИ ОСЕВОМ И ВНЕЦЕНТРЕННОМ СЖАТИИ	109
<i>Е.И. Галагурия, М.А. Ковалёв, Е.Б. Кравцов, И.В. Быченко</i> РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ КОЛОНН ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ	111
<i>Т.А. Галінська, Д.М. Овсій</i> ПРО УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ СТАЛЕБЕТОННИХ ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД НА ОСНОВІ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МОДЕЛІ	112
<i>В.Б. Гринев, Т.Н. Алешечкина, В.В. Виноградов, Е.А. Перепелица</i> АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ МАЧТОВЫХ СИСТЕМ НА СПЕКТР СОБСТВЕННЫХ ЧАСТОТ И ФОРМ КОЛЕБАНИЙ	114
<i>О.О. Давиденко</i> ФУНКЦІЯ ІНТЕНСИВНОСТІ ВІДМОВ ЕЛЕМЕНТІВ СПОРУД	115

<i>О.А. Довженко, В.В. Погребной</i> ВЛИЯНИЕ ПРОФИЛЯ ШПОНОК И ШИРИНЫ ШВА НА НЕСУЩЮЮ СПОСОБНОСТЬ СОЕДИНЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	117
<i>Д.А. Срмоленко, О.В. Демченко</i> ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ В ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ	119
<i>О.А. Калмыков, Е.В. Гапонова, С.С.Гребенчук</i> ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ИНФОРМАЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО ПОРТРЕТА ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБОЛОЧЕК	120
<i>О.В. Кичаева</i> МОДЕЛЬ ОТКАЗА ДЛЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ КИРПИЧНЫХ ЗДАНИЙ В УСЛОВИЯХ НЕРАВНОМЕРНО-ДЕФОРМИРУЕМОГО ОСНОВАНИЯ	122
<i>П.М. Коваль</i> ПІДВИЩЕННЯ ДОВГОВІЧНОСТІ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ АРМУВАННЯМ БАЗАЛЬТОВОЮ ФІБРОЮ ТА БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ	124
<i>О.Н. Козлова</i> МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ТРУБЧАТЫХ СТЕРЖНЕЙ НА УСТОЙЧИВОСТЬ С РЕГУЛИРОВАНИЕМ ОСТАТОЧНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ	126
<i>Г.П. Коломійчук, Г.С. Варич</i> МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРОК З ДЕФЕКТАМИ ТА ПОШКОДЖЕННЯМИ	127
<i>В.И. Колчунов, И.А. "ковенко, "В. Еымарь</i> КЛАССИФИКАЦИЯ ДИСКРЕТНЫХ ТРЕЩИН ПЛОСКОНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	129
<i>Д.В. Кочкаръов</i> МЕТОДОЛОГІЯ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ	131

<i>Є.С. Крутий, Н.Г. Сурьянинов</i> ФУНДАМЕНТАЛЬНЫЕ РЕШЕНИЯ ПРИВЕДЕННОГО УРАВНЕНИЯ ПАРАМЕТРИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ	133
<i>А.И. Еантух-Еященко</i> ШИРИНА РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН КАК КРИТЕРИЙ ДЕГРАДАЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	134
<i>А.М. Евенко</i> ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МАССИВА ГРУНТА, ЗАГРЯЗНЕННОГО ПЕРУКСУСНОЙ КИСЛОТОЙ	136
<i>А.В.Еобяк, Е.Ф. Орел</i> МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ КРОТКОВРЕМЕННОМ И ДЛИТЕЛЬНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ	138
<i>А.О. Мозговий</i> ІМОВІРНІСНА ОЦІНКА НАДІЙНОСТІ БУДІВЕЛЬ ГІДРОЕЛЕКТРОСТАНЦІЙ ЗА КРИТЕРІЄМ ВТРАТИ СТІЙКОСТІ ПРОТИ ЗСУВУ НА ПРИКЛАДІ ГІДРОВУЗЛІВ ДНІПРОВСЬКОГО КАСКАДУ	140
<i>О.М. Нуянзін, С.О. Сідней, Б.А. Медвідь</i> МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСІВ НЕСТАЦІОНАРНОГО ТЕПЛО- ОБМІНУ ПРИ ВИПРОБУВАННЯХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ	142
<i>С.М. Петрикова, О.В. Михайлов</i> ЭФЕКТИВНІ СТІНОВІ СИСТЕМИ ДЛЯ ОБ'ЄКТІВ ТРАНСПОРТНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ	143
<i>А.Н. Петров, Е.Н. Кобзева, З.П. Абесадзе</i> АЛГОРИТМ ПОДБОРА РАЗМЕРОВ СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ, ИСКЛЮЧАЮЩЕЙ РАБОТУ РАСТЯНУТОЙ ЗОНЫ БЕТОНА	144
<i>Е.А. Петрова, Хаммуд М.Т.</i> К РАЦИОНАЛИЗАЦИИ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ОПОР МОСТОВ	146

<i>С.В. Поздсв, В.В. Демешок, А.Є. Залевська, М.П. Рога</i> ЧИСЕЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ДЕРЕВ'ЯНОГО ПЕРЕКРИТТЯ В УМОВАХ ПОЖЕЖІ	148
<i>С.В. Поздсв, С.Д. бінець, Є.В. Еуценко</i> МЕТОД ІНТЕРПРЕТАЦІЇ РЕЗУЛЬТАТІВ ВОГНЕВИХ ВИПРОБУВАНЬ НЕСУЧИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ СТІН ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ МЕХАНІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОНУ	149
<i>В.Г. Поклонський</i> РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ	151
<i>К.А. Рапина, Е.А. Суржан</i> РАЦИОНАЛИЗАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПОКРЫТИЙ	152
<i>В.М. Ромашко</i> ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТА КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНО-СИЛОВОЮ МОДЕЛЮ ЇХ ОПОРУ	153
<i>К.О. Рыжиков</i> НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ АРОЧНОЙ ПЛОТИНЫ НАМ ЧИЕН ВО ВЬЕТНАМЕ С УЧЕТОМ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ	155
<i>А.В. Самородов, В.Е. Найдёнова</i> ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СИЛ НЕГАТИВНОГО ТРЕНИЯ ПО БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ СВАЙ В СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ	157
<i>Е.І. Стороженко, Г.М. Гасій</i> ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ СТРУКТУРНО-ВАНТОВОЇ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ	160
<i>Е.І. Стороженко, Д.А. Срмоленко, О.В. Нижник, І.І. Тегза</i> НОВІ КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ БЕЗБАЛКОВИХ ЗБІРНИХ ПЕРЕКРИТТІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ	161
<i>С.В. Табачников, А.В. Самородов</i> К ВОПРОСУ МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ РАБОТЫ БУРОВЫХ СВАЙ НА ВЫДЕРГИВАЮЩИЕ НАГРУЗКИ	163

<i>А.М.Тарадай, А.В.Гвоздецкий, С.В.Фомич</i> РЕНОВАЦИЯ СИСТЕМ ГОРЯЧЕГО ВОДОСНАБЖЕНИЯ ГОРОДОВ	165
<i>Р.Є. Титаренко, Р.С. Хміль</i> ПРОЕКТУВАННЯ ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ІЗ ЗАДАНИМ РІВНЕМ НАДІЙНОСТІ	166
<i>А.П.Фалендыш, Н.В.Володарец, И.Р.Вихопень, В.А.Гатченко</i> МОДЕЛИРОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ ЭКИПАЖНОЙ ЧАСТИ ПОДВИЖНОГО СОСТАВА	168
<i>П.М. Фирсов</i> ПРОЕКТИРОВНИЕ БЕЗАНКЕРНОГО КЛЕЕВОГО СТАЛЕБЕТОННОГО СОЕДИНЕНИЯ НА АКРИЛОВЫХ МОДИФИЦИРОВАННЫХ КОМПОЗИЦИЯХ	170
<i>С. Е. Фомин, Є.М. Избаи, И.А. Плахотникова, С.В. Бутенко, Р.М. Шемет</i> СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МАТЕМАТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ДИАГРАММЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ СЖАТОГО БЕТОНА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	171
<i>С. Е. Фомин, И.А. Плахотникова, С.В. Бутенко</i> ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ, РАБОТАЮЩИХ В УСЛОВИЯХ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОВЫШЕННЫХ И ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР	173
<i>В.П. Івчулін, К.В. Івчуліна</i> КОНСТРУКЦІЇ РАМ З ПРОСТОРОВИМИ ПЕРЕРІЗАМИ ІЗ ЗАМКНЕНИХ ПРОФІЛІВ	176
<i>Б.А. Шимків, В.І. Шушкевич</i> ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ТА КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ІНДИВІДУАЛЬНОГО БУДИНКУ, ЗВЕДЕНОГО ЗА ДОПОМОГОЮ БУДІВЕЛЬНОГО 3D-ПРИНТЕРА ДЛЯ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО РИНКУ УКРАЇНИ (СУМЩИНИ)	177
<i>В.П. Шпачук, О.О. Іупринін, Т.О. Супрун</i> БАГАТОФАКТОРНИЙ АНАЛІЗ СТАТИЧНОЇ ВЗАЄМОДІЇ ПРИ ПРОХОДЖЕННІ СТИКУ ВАГОНОМ ТРАМВАЯ НА ПЕРШІЙ ФАЗІ	179

<i>Ф.В. Ціко</i> НАПІВІМОВІРНІСНА МЕТОДИКА ПРОГНОЗУВАННЯ РЕСУРСУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГІНАНИХ ЕЛЕМЕНТІВ АВТОДОРОЖНІХ МОСТІВ	181
<i>В.А. Еютій</i> ОСОБЛИВОСТІ ВІДНОВЛЕННЯ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ, ЗРУЙНОВАНИХ ВИБУХОМ, ЗІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИМИ ПРОГОНОВИМИ БУДОВАМИ	183
<i>Е.В. Трикоз, Ант.А.Плугин, Е.Э. Іалая, О.С. Герасименко, В.В. Конєв</i> ПРЕДПОСЫЛКИ ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОГО УПРАВЛЕНИЯ ИЗМЕНЕНИЯМИ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ СВОЙСТВ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ С ПОМОЩЬЮ АВТОНОМНЫХ КОМПЬЮТЕРНЫХ СИСТЕМ	184
Секція	
ЗАЛІЗНИЦІ ТА АВТОМОБІЛЬНІ ДОРОГИ, МЕТРОПОЛІТЕНИ, ПРОМИСЛОВИЙ ТРАНСПОРТ	
<i>Є.Е. Тулей</i> ВПЛИВ ПАРАМЕТРІВ РЕЙКОВОЇ КОЛІЇ НА БОКОВИЙ ЗНОС РЕЙОК В КРИВИХ	186
<i>Е.А. Бєліков</i> ЖОРСТКІСТЬ ПРУЖНИХ КЛЕМ СКРІПЛЕННЯ ТРЕП, ТРЕП-Ш	187
<i>В.Д. Бойко, В.М. Молчанов, Т.Д. Артюхович</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ЗНОСОСТІЙКОСТІ СТРІЛОЧНИХ ПЕРЕВОДІВ ДЛЯ УМОВ ЕКСПЛУАТАЦІЇ КИЇВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ	188
<i>А.Е. Бортовик, Д.А. Фаст, Н.В. Бугасць, А.С. Малішевська</i> ОСОБЛИВОСТІ ВЗАЄМОДІЇ РУХОМОГО СКЛАДУ І КОЛІЇ В УМОВАХ МЕТРОПОЛІТЕНУ	190
<i>С.І. Возненко, О.А. Дудін</i> АНАЛІЗ СТАНУ ШТУЧНИХ СПОРУД НА ЛЬВІВСЬКІЙ ЗАЛІЗНИЦІ	191
<i>С.В. Воронін, О.О. Скорик, В.О. Стефанов, Д.В. Онопрейчук, С.М. Коростельов</i> ДОСЛІДЖЕННЯ РОЗВИТКУ ДЕФЕКТІВ КОНТАКТНО-ВТОМНОГО ПОХОДЖЕННЯ РЕЙОК МЕТРОПОЛІТЕНУ ПРИ ВИКОНАННІ ПОПЕРЕДЖУВАЛЬНОГО ШЛІФУВАННЯ ТА МАЩЕННЯ	192

<i>М. А. Воинов, О. В. Смирнова</i> ИННОВАЦИОННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ КАК СРЕДСТВА ГУМАНИЗАЦИИ ГОРОДСКОЙ СРЕДЫ	193
<i>О.М. Даренський, С.В. Кулік</i> ФОРМУВАННЯ ПРОСТОРОВОЇ ЖОРСТКОСТІ РЕЙКОВИХ ОПОР ПРИ ШПАЛАХ СБ-3-0 І СКРІПЛЕННЯХ КПП-5	195
<i>О.М. Даренський, С.С. Еейбук, А.В. Клименко</i> МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ КОЛИВАНЬ ЗАЛІЗНИЧНОЇ КОЛІЇ ЯК БАЛКИ, ЯКА МАЄ ІНЕРЦІЙНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ	196
<i>О.М. Даренський, П.В. Пліс</i> МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ОЦІНКИ НАДІЙНОСТІ ПРОТИУГІННИХ ЗДІБНОСТЕЙ ПІДРЕЙКОВОЇ ОСНОВИ ЗІ СКРІПЛЕННЯМ КПП-5	197
<i>О.М. Даренський, Д.О. Потапов, В.Г. Вітольберг</i> ПРОСТОРОВА МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ЕКІПАЖУ МЕТРОПОЛІТЕНУ	199
<i>Д.М. Курган</i> МОДЕЛЮВАННЯ ЖИТТЄВОГО ЦИКЛУ ЗАЛІЗНИЧНОЇ КОЛІЇ НА ОСНОВІ ЕНТРОПІЇ СИСТЕМИ	200
<i>М.Б. Курган, Д.М. Курган, С.Є. Байдак</i> СПЕЦІАЛІЗАЦІЯ ЗАЛІЗНИЧНИХ НАПРЯМКІВ ЯК ЗАСІБ НАДІЙНОСТІ РОБОТИ ЗАЛІЗНИЧНОЇ КОЛІЇ	201
<i>М.Б. Курган, О.Ф. Еужицький, Н.П. Хмелевська</i> ПІДВИЩЕННЯ ДОВГОВІЧНОСТІ РОБОТИ ЗАЛІЗНИЧНОЇ КОЛІЇ ЗА РАХУНОК МІНІМІЗАЦІЇ ЗНОСУ РЕЙОК В КРИВИХ	203
<i>В.В. Мозговой, С.А. Баран, А.М. Куцман</i> СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ РАСЧЕТА НА ПРОЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ ПРИВОКЗАЛЬНЫХ ПЛОЩАДЕЙ	205
<i>В.В. Мозговий, С.А. Баран, В.М. Бондар</i> АНАЛІЗ ОСНОВНИХ ВИДІВ ПОРУШЕНЬ ТЕХНОЛОГІЇ ВЛАШТУВАННЯ АСФАЛЬТОБЕТОННИХ ШАРІВ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ І ВУЛИЦЬ НА ЇХ МІЦНІСТЬ І ДОВГОВІЧНІСТЬ	207

<i>М.П. Настечик, Р.В. Маркуль</i> СТВОРЕННЯ БЕЗСТИКОВОЇ КОЛІЇ НА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛАХ ДЛЯ КРИВИХ ДІЛЯНОК РАДІУСОМ 350÷200 М ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ СКРІПЛЕННЯ ТИПУ КПП-5	209
<i>В.В. Новіков, О.О. Скорик</i> ДОСЛІДЖЕННЯ УМОВ РОЗПОРУ КОЛІЇ ЗІ СКРІПЛЕННЯМИ ТИПУ КБ ТА ЙОГО ВПЛИВУ НА ВИЗНАЧЕННЯ НЕБЕЗПЕЧНОЇ ШИРИНИ РЕЙКОВОЇ КОЛІЇ	211
<i>О.А. Олійник</i> ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ І РОЗРАХУНКІВ СИМЕТРИЧНИХ СТРІЛОЧНИХ ПЕРЕВОДІВ ДЛЯ МАГІСТРАЛЬНОГО І ПРОМИСЛОВОГО ТРАНСПОРТУ	212
<i>О.В. Палант, О.М. Савченко, Д.А. Плугін</i> ВКЛАДИШІ ПРИРЕЙКОВІ ДЛЯ УЛАШТУВАННЯ МОНОЛІТНОЇ І ЗБІРНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ВЕРХНЬОЇ БУДОВИ ТРАМВАЙНОЇ КОЛІЇ	214
<i>О.М. Патласов, С.О. Токарєв</i> АНАЛІЗ ВПЛИВУ ЛОКАЛЬНИХ ТА РЕГУЛЯРНИХ ГЕОМЕТРИЧНИХ НЕРІВНОСТЕЙ КОЛІЇ НА УМОВИ ВЗАЄМОДІЇ З РУХОМИМ СКЛАДОМ В МЕЖАХ СТРІЛОЧНОГО З'ЇЗДУ	214
<i>В. Перестюк, В. Іустяк, Т. Шуба</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ПОКАЗНИКІВ ВІБРО- ТА ШУМОІЗОЛЯЦІЇ ПІДРЕЙКОВИХ ОСНОВ З ІЗОЛЬОВАНИМ БЛОКАМИ ТИПУ ЕВС У ТУНЕЛЯХ МЕТРОПОЛІТЕНІВ	216
<i>І.В. Подтележнікова</i> АЛГОРИТМ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗНИЧНОГО ВОКЗАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ ЯК ПОТЕНЦІЙНОГО ТРАНСПОРТНО-СУСПІЛЬНОГО ВУЗЛА	217
<i>О.О. Скорик, С.М. Коростельов, О.О. Овчинніков</i> ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПАРАМЕТРІВ ШОРСТКОСТІ БОКОВОЇ РОБОЧОЇ ПОВЕРХНІ ГОЛОВКИ РЕЙКИ НА ХАРАКТЕРИСТИКИ ТЕРТЯ ТА ІНТЕНСИВНІСТЬ ЗНОШУВАННЯ	218
<i>В.М. Суслов</i> РОБОТА ТОВ «КОРПОРАЦІЇ КРТ» ПО УДОСКОНАЛЕННЮ СКРІПЛЕННЯ КПП-5	219

<i>В.М. Твердомед, С.Е. Карпінський, О.О. Сорока</i> ВПЛИВ КОНСТРУКТИВНОГО ОФОРМЛЕННЯ ВУЗЛА РЕЙКОВОГО СКРІПЛЕННЯ НА ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПОЗДОВЖНЬОЇ СТІЙКОСТІ БЕЗСТИКОВОЇ КОЛІЇ	220
<i>В.В. Тертичний, Г.Е. Ватуля, О.І. Бслорусов</i> УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ КОНТРОЛЮ ТЕМПЕРАТУРИ РЕЙОК ТА РЕЙКОВИХ ПЛІТЕЙ БЕЗСТИКОВОЇ КОЛІЇ	222
<i>А.О. Шевченко</i> ЗБІЛЬШЕННЯ ШВИДКОСТІ РУХУ ПОЇЗДІВ НА ЗАЛІЗНИЦЯХ УКРАЇНИ	224
<i>А.М. Штомпель, В.П. Шраменко</i> ВТРАТИ ПРОЦЕСУ ПЕРЕВЕЗЕНЬ У СИСТЕМІ ТЕХНІЧНОГО ОБСЛУГОВУВАННЯ ЗАЛІЗНИЧНОЇ КОЛІЇ	225

Секція
БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ, ЗАХИСТ І РЕМОНТ КОНСТРУКЦІЙ
ТА СПОРУД

УДК 692.231.3

КИНЕТИКА ТВЕРДІННЯ ЦЕМЕНТНО-ЗОЛОШЛАКОВИХ СУМІШЕЙ
KINETICS OF HARDENING OF CEMENT-ASH AND SLAG MIXTURES

д-р техн. наук В.О. Бондар, Р.Р. Ахмеднабієв
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

V.O. Bondar, DSc, R.R. Ahmednabiev
Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University

Досліджені цементно-золошлакові суміші з використанням ПЦ 1-500 Н виробництва компанії «Хальдебергцемент-Україна» та золошлаків котлів з циркуляційним киплячим шаром Старобешіської ТЕС. Зразки виготовлені у співвідношенні 1:3 були попередньо прокип'ячені у воді протягом чотирьох годин, потім вони тверднули в умовах відносної вологості повітря 65 – 80 % та температури 18 – 24 °С. Рентгеноструктурний аналіз показав наявність традиційних компонентів гідратації. Сліди утворення еtringіту в процесі твердіння не виявлено, незважаючи на наявність у складі золошлаків сульфатів кальцію.

Можливість утворення еtringіту в процесі гідратації цементно-золошлакових сумішей стала причиною того, що затверділий цементно-золошлаковий камінь був досліджений методами електронної мікроскопії.

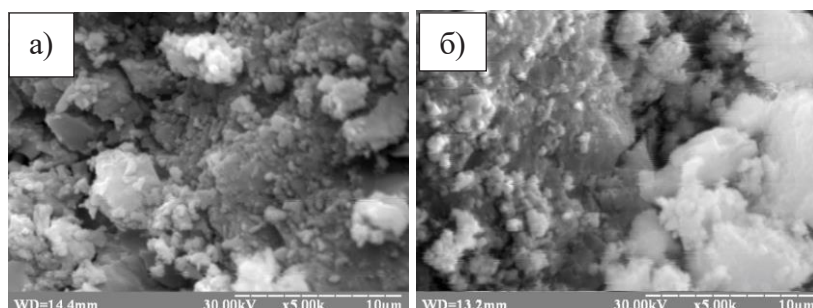


Рис.1. Електронно-мікроскопічні фотографії поверхні відколу цементно-золошлакового каменю: а – цементний камінь; б – цементно-золошлаковий камінь

Аналіз фотографій показує, що у цементно-золошлаковому камені відсутні сліди еtringіту.

Відомо, що наявність гіпсу та ангідриду в складі золошлаків повинна була призводити, як правило, до утворення гідросульфоалюмінатів кальцію (етрингіту) при твердінні з клінкером портландцементу. Але результати досліджень у рамках цієї роботи не підтверджують такі висновки. Очевидно, це пов'язано з тим, що у складі клінкеру портландцементу низький уміст алюмінатів кальцію

або термін твердіння розчину в рамках експерименту занадто малий для утворення вторинного еtringіту.

Ураховуючи вищенаведене, виконали дослідження кінетики твердіння цементно-золошлакових сумішей у різних умовах твердіння. Дослідження були проведені на трьох серіях зразків розмірами 7x7x7 см. Дві серії зразків було виготовлено із сумішей зі співвідношенням 1:3. Зразки першої серії були виготовлені з використанням золошлаків без подальшої обробки. Друга серія — з використанням золошлаків, активованих механічним шляхом подрібненням до питомої поверхні 350 м²/кг. Для порівняння результатів було виготовлено контрольну серію зразків із цементно-піскової суміші з тим же співвідношенням.

За одну добу зразки були розпалублені. Частину зразків кожної серії було занурено у воду, інша частина тверднула в лабораторних умовах. За дві доби після виймання з води зразки були випробувані на міцність при стиску у віці 7; 14; 28 і 180 діб. На зразках жодної із серій протягом усього терміну тверднення ознаку руйнування не спостерігалось, що свідчить про відсутність процесу утворення внутрішніх напружень.

Таблиця 1

Результати випробування цементно-золошлакових сумішей на міцність при стиску за різних умов твердіння

Умови твердіння	Міцність, МПа у терміни твердіння.											
	Контрольні				Перша серія				Друга серія			
	7	14	28	180	7	14	28	180	7	14	28	180
У воді	29,8	40,0	51,1	68,6	22,2	36,5	46,7	61,3	28,7	39,3	49,8	70,2
Лабораторні	28,8	39,9	50,4	68,0	21,6	35,4	46,1	60,2	25,5	38,3	48,5	69,3

Аналіз даних таблиці 1 показує, що міцність при стиску цементних розчинів з використанням неактивованих золошлаків менша, ніж розчинів з піском, на 10 – 25 % при твердінні у воді та на 11 – 25 % при твердінні в лабораторних умовах. При активуванні золошлаків подрібненням до питомої поверхні 350 м²/кг різниця у міцності при стиску розчинів зменшується і становить 3,7 % у 7-добовому віці та перевищує міцність контрольних зразків у віці 180 діб на 2,3 % при твердінні у воді. При твердінні у лабораторних умовах міцність зразків з використанням активованих золошлаків менша ніж контрольних, на 11,6 % у семидобовому віці та більша, ніж контрольних всього на 1,9 % у 180-добовому віці.

При активуванні золошлаків зерна їх змелюються, питома поверхня збільшується, тому реакційна здатність склоподібної частини золошлаків підвищується й вони реагують із продуктами гідратації мінералів клінкеру портландцементу.

Висновки.

Цементно-золошлакові розчини з використанням неактивованих золошлаків мають міцність при стиску меншу, ніж контрольні розчини. За умови використання механічно активованих золошлаків міцність розчинів зростає й у віці 180 діб практично вирівнюється з міцністю контрольних зразків.

**УСЛОВИЯ БЕЗОПАСНОГО ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ
КОНСТРУКЦИЙ-СИСТЕМ**

**THE CONDITIONS OF SAFE FUNCTIONING
CONSTRUCTIONS-SYSTEMS**

*д-р техн. наук В.Н. Выровой, канд. техн. наук А.В. Елькин,
канд. техн. наук Н.В. Казмирчук
Одесская государственная академия строительства и архитектуры*

*V.N. Vyrovoy, DSc, A.V. Ielkin, PhD (Tech.), N.V. Kazmirchuk, PhD (Tech.)
Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture*

Безотказное функционирование конструкций-систем обеспечивается их внешней и внутренней безопасностью. Нарушение условий внешней безопасности происходит, как правило, при изменении показателя гомеостаза системы, который характеризует ее внутреннюю безопасность. В свою очередь гомеостаз «отвечает» за способность поддерживать параметры структуры в необходимых для существования системы пределах. Поэтому стоит задача выявления и анализа элементов структуры конструкции-системы, способных обеспечить ее безопасное функционирование в условиях неблагоприятного воздействия среды эксплуатации.

В общем случае в конструкции-системе можно выделить по скорости реакции на внешние воздействия консервативные, метастабильные и активные элементы.

Консервативные и метастабильные элементы структуры могут изменять свои характеристики под действием активных элементов.

К активным элементам отнесены трещины и внутренние поверхности раздела, которые являются активными частями всех уровней структурных неоднородностей и, следовательно, неотъемлемыми компонентами структуры изделий. К активным составляющим также относятся локальные и интегральные остаточные (начальные, технологические, наследственные) деформации. Характерной особенностью активных составляющих структуры является их адекватная реакция на любые внутренние и внешние воздействия.

В силу того, что формирование активных компонентов структуры происходит одновременно с получением конструкции, то в зависимости от «набора» активных компонентов создаются предпосылки безопасного функционирования конструкции в различных условиях эксплуатации.

Проведенный комплекс экспериментально-теоретических исследований позволил определить управляющие факторы для направленного «наведения» локальных технологических деформаций на уровне структурных ячеек гетерогенных материалов и интегральных деформаций на уровне изделий. Предложены рецептурно-технологические приемы и методы регулирования технологической поврежденностью на всех структурных уровнях материала и изделия с целью получения набора трещин-созидателей, что обеспечивает безопасное

функционирование конструкции-системы. Рассмотрены вопросы образования и развития трещины-разрушения как самостоятельной самоорганизующейся самодостаточной системы.

Таким образом, безопасное функционирование конструкции-системы обеспечивается ее исходной структурой, в которую заложен в качестве управляющих факторов определенный набор консервативных, метастабильных и активных элементов.

УДК 691.58

АДГЕЗИОННЫЕ СВОЙСТВА АКРИЛОВЫХ ПОЛИМЕРКОМПОЗИЦИЙ ДЛЯ ЗАЩИТЫ И РЕМОНТА КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ADHESION PROPERTIES OF ACRYLIC POLYMER COMPOSITIONS FOR PROTECTION AND REPAIR OF CONSTRUCTIONS AND FACILITIES

*канд. техн. наук А.О. Гарбуз, канд. техн. наук Е.С. Скрыпник
Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова*

*A. Garbuz, PhD (Tech.), E. Scrypnyk, PhD (Tech.)
O.M. Beketov national university of urban economy in Kharkiv*

При промышленном изготовлении строительных клеев сейчас в основном используются температурные смолы холодного отверждения типа фурфуролацетоновых, полиэфирных, фенолоформальдегидных, карбамидных, значительно реже термопластичные.

Широкое использование акриловые полимерные клеи, разработанные в Харьковском национальном университете городского хозяйства им. А.Н. Бекетова, получили для соединения бетонных элементов, причем как старого бетона со старым, так и старого с новым, а также для заделки трещин в бетоне. Сейчас в университете ведутся исследования, позволяющие применять акриловые полимеркомпозиции для устройства защитных покрытий строительных конструкций от агрессивных воздействий.

Акриловые клеевые композиции являются тем альтернативным материалом, позволяющим наиболее быстро и качественно с минимальными трудозатратами соединять бетонные и железобетонные элементы, выполнять защитные покрытия в условиях агрессивной среды. Поэтому он нуждается во всестороннем изучении и рассмотрении, как структуры самого материала, так и взаимодействий, происходящих на границе раздела фаз в рамках существующих научных концепций.

Адгезионная прочность служит количественной мерой адгезии, то есть количественной мерой сил сцепления адгезива, которым является полимерная матрица, и дисперсного наполнителя как субстрата. Краевой угол смачивания характеризует процесс образования адгезионного соединения, а адгезионная прочность – процесс его разрушения.

В композитах прочность сцепления компонентов определяет эффективность передачи напряжений через границу раздела. Именно поэтому границу раздела

часто рассматривают как третий компонент композита в дополнение к наполнителю и связующему. Если отсутствует адгезия, то не существует и композит, а прочность материала равняется прочности несвязанных частиц наполнителя.

Образование адгезионного соединения начинается с приведения в контакт его элементов – адгезива и субстрата. При этом происходит смачивание субстрата растекающимся адгезивом, что приводит к установлению молекулярного контакта между соприкасающимися поверхностями и в конечном итоге – к образованию соединения, обладающего в зависимости от характера и интенсивности межфазного взаимодействия той или иной прочностью.

Такая система обычно характеризуется величиной угла, образуемого поверхностью капли жидкой фазы по отношению к твердой поверхности. Для равновесных систем этот угол называют краевым θ (равновесное смачивание), для неравновесных – контактным φ (оттекание и натекание). При анализе поверхностных явлений, в том числе адгезии, изучают контактное смачивание, поскольку во взаимодействии принимают участие три фазы.

Анализ полученных данных по результатам измерения краевых углов смачивания акрилового связующего, а также акрилового клея, наполненного кварцевым песком, на стеклянной, металлической и бетонной поверхностях показал, что во всех случаях имеет место смачивание поверхности, не зависимо от ее вида. Повышение количества полимера в компаунде приводит к увеличению угла смачивания, что негативно сказывается на адгезии к поверхности. Но при высоком содержании отвердителя время ожидания начала реакции полимеризации компаунда увеличивается, а также затвердевший компаунд имеет рыхлую неоднородную структуру из-за испарения летучих веществ, содержащихся в составе отвердителя и сильных внутренних напряжений.

Исследования краевых углов смачивания связующего и акрилового клея на стеклянной, металлической и бетонной поверхностях показали, что его значение не превышает 90° и обеспечивает их смачивание. Установлено, что работа, которую необходимо затратить для удаления клея с единицы площади поверхности субстрата составляет $48,13 \text{ мДж/м}^2$ для клея на стеклянной поверхности, что соответствует работе когезии. Этот эффект позволяет применять акриловые полимеркомпозиции для устройства защитных поверхностей строительных конструкций.

Анализ механических испытаний показал, что адгезионная прочность соединений металл-бетон на акриловых клеях различного состава при равномерном отрыве колеблется незначительно в пределах $2,93\text{--}3,83 \text{ МПа}$ и определяется прочностью бетона, так как во всех случаях разрушение происходило по бетону, это свидетельствует о высокой адгезии акриловых клеев всех составов к бетону.

Введение добавок в состав акрилового клея (составы № 4 - 15) не оказывает влияния на прочность указанных соединений. При этом следует отметить, что прочность соединений бетонов определяется только прочностью бетона, так как во всех случаях испытаний их разрушение происходило по бетону. Это свидетельствует о том, что адгезионная прочность соединения бетонных балочек превышает когезионную прочность бетона, в результате чего бетон не выдерживает нагрузки.

**ВПЛИВ СУПЕРПЛАСТИФІКАТОРА НА МІЦНІСТЬ ЦЕМЕНТОБЕТО-
НІВ ПРИ РІЗНОМУ СПІВВІДНОШЕННІ ЗАПОВНЮВАЧІВ****INFLUENCE OF SUPERPLASTIFICATOR ON STRENGTH OF THE CE-
MENTCONCRETE IN THE DIFFERENCE OF FILLES RATIO**

*Д.С. Захаров, д-р техн. наук С.М. Толмачов
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

*D.S. Zakharov, S.M. Tolmachov, DSc
Kharkov national automobile und highway University*

Важливе значення для бетонів транспортного призначення має міцність. Для підвищення загальної міцності до складу бетону вводять суперпластифікатори. З огляду на особливості роботи дорожніх бетонів, основну увагу приділяють міцності на розтяг при згині. У дослідженнях 60-х – початку 80-х років минулого століття було відзначено, що для підвищення міцності при згині в складі бетону необхідно збільшувати вміст піску, тобто збільшувати коефіцієнт розсунення зерен щебеню розчинної частиною. Пізніше, на початку нового тисячоліття, з'явилася думка, що вміст дрібного заповнювача має бути зменшено до оптимального коефіцієнта розсунення. Впливу суперпластифікатора на міцність при згині приділяли недостатньо уваги, тому що в основному оцінювали міцність бетонів при стиску. Тому актуальним є оцінка впливу суперпластифікаторів на міцність бетонів при різному співвідношенні великого та дрібного заповнювачів.

У наших дослідженнях застосовували портландцемент ПЦ І – 500 Н Івано-Франківського цементного заводу, пісок кварцовий з модулем крупності $M_{кр} = 1,9$, а також щебінь гранітний фр. 5...10 мм. Співвідношення між великим і дрібним заповнювачами змінювали. До складу бетонної суміші вводили суперпластифікатор Sika Plast 2508 полікарбосилатного типу швейцарської фірми Sika в кількості 1 % від маси цементу. При постійному вмісті цементу 350 кг/м^3 , співвідношення між великим і дрібним заповнювачем змінювали від П : Щ = 1000 : 900 до П : Щ = 400 : 1500 кг/м^3 . При цьому коефіцієнт розсунення зерен щебеню змінювався від 0,91 до 2,56.

Дослідження показали, що максимальна міцність бетону при згині досягається при коефіцієнті розсунення $\alpha = 1,32$ для бетонів без добавки і $\alpha = 1,27$ для бетонів з добавкою (рис. 1, 2). Міцність бетонів при стиску досягає максимуму для бетонів з добавкою при тому ж самому коефіцієнті розсунення $\alpha = 1,27$ (рис. 4). Для бетонів без добавки максимум міцності зміщується в область більших коефіцієнтів розсунення (рис. 3). Можна відзначити, що максимум міцності при стиску розмитий і відповідає області коефіцієнтів розсунення $\alpha = 1,3...1,9$.

Можна зробити висновок про те, що введення суперпластифікатора в бетони дозволяє більш точно визначити оптимальний коефіцієнт розсунення для міцності бетону як при стиску, так і при згині.

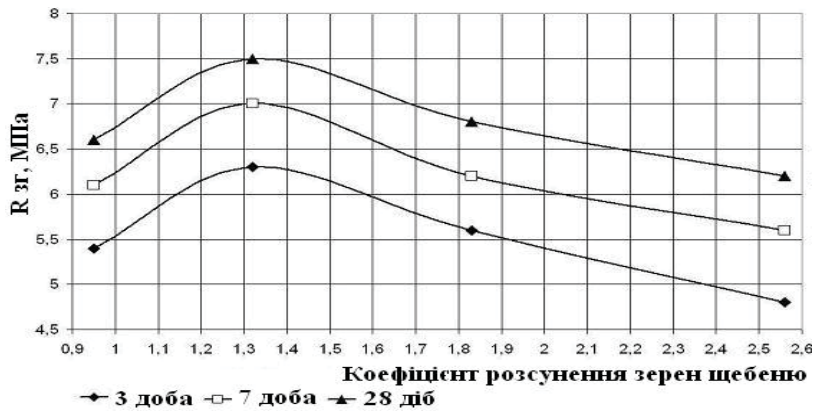


Рис.1. Міцність при згині бетону без добавки

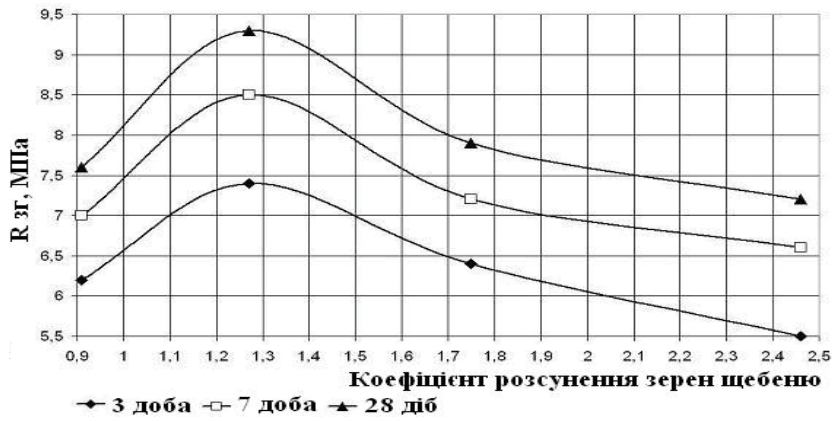


Рис.2. Міцність при згині бетону з добавкою

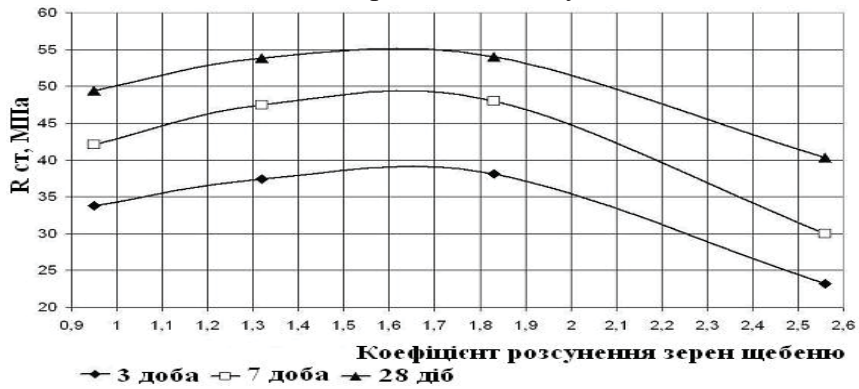


Рис.3. Міцність при стиску бетону без добавки

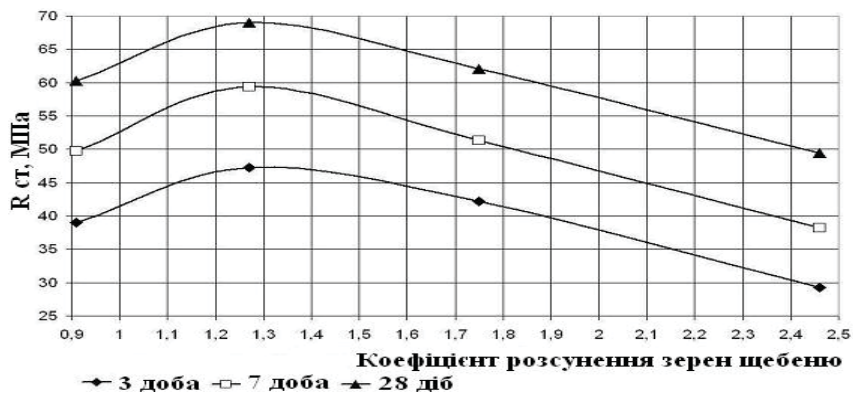


Рис.4. Міцність при стиску бетону з добавкою

ВЗАИМОСВЯЗЬ СТРУКТУР ИЗДЕЛИЯ И МАТЕРИАЛА
INTERRELATION OF STRUCTURES OF PRODUCT AND MATERIAL

*канд. техн. наук О.А. Коробко,
Одесская государственная академия строительства и архитектуры*

*О.А. Korobko, PhD (Tech.)
Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture*

Изменение свойств строительных изделий при эксплуатации связано со структурными изменениями материала, из которого они изготовлены. Материал проявляет себя в виде конечного потребительского продукта только в изделиях. Взаимообусловленность функциональности изделия и материала можно обосновать с позиций системного подхода и модельного представления изделия как системы. Изделие-система является структурно организованным объектом. В структуру изделия входят структурные особенности материала. Параметры структуры материала автоматически становятся параметрами структуры изделия. Вместе с этим, структурные характеристики материала зависят от конструктивной формы изделия, в которое он специально оформлен. При одном и том же составе материала изменение геометрии внешних границ (вида) изделия ведет к развитию структур с иными параметрами, что сказывается на показателях свойств материала и, соответственно, изделия. Таким образом, структуры материала и изделия взаимосвязаны и взаимозависимы на всех этапах их получения и эксплуатации. Практически любой материал строительного изделия является полиструктурным, сложноорганизованным. Это связано с одновременной реализацией разноплановых механизмов взаимодействия составляющих материала, что обусловлено их гетерогенностью. На уровне изделия структура может быть выделена как целостность, включающая на правах равнозначных элементов собственно само изделие и материал в качестве его подсистемы. Одновременно материал является системой для собственных составных частей (подсистем) – уровней неоднородностей, включающих характерный для них набор структурных элементов. Организация структуры изделия как многоуровневой иерархии относительно самостоятельных подструктур происходит в результате их взаимовлияния. При взаимном инициировании структурных изменений внутри уровней и между ними провоцируется самоусиливающийся рост разнообразия составляющих. В структуре материала самозагораются и развиваются сети элементов, которые связывают все уровни в одно целое и отвечают за поддержку динамики разноуровневых и разновидовых взаимодействий. Этим обеспечивается спонтанное проявление эмерджентных свойств на уровне структуры изделия и эффектов адаптации структуры материала к действию внешней среды. Возникает необходимость выявления факторов управления взаимосвязанным и обусловленным созданием требуемых структур на различных уровнях неоднородностей материала с целью получения изделий, предназначенных для работы в конкретных условиях, в том числе при эксплуатации изделий инженерных сооружений и зданий на железнодорожном транспорте.

МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ ВИЛУГОВУВАННЯ БЕТОНУ ПРИ ФІЛЬРАЦІЇ НА ОСНОВІ МАТЕРІАЛІВ ОБСТЕЖЕННЯ ГРЕБЛІ ДНІСТРОВСЬКОЇ ГЕС

CONCRETE LEACHING PROCESSES IN FILTERING RESEARCH METHODOLOGY BASED ON DNIESTER HYDROELECTRIC POWER STATION DAM SURVEY MATERIALS

С.І. Левадна

Луганський національний аграрний університет (м. Харків)

S.I. Levadna

Lugansk National Agrarian University (in Kharkiv)

В даний час накопичено чималий обсяг експериментальних досліджень процесів вилуговування при дифузійному і фільтраційному масопереносі. Розглянемо особливості методики дослідження процесів вилуговування при фільтрації.

Принципова відмінність запропонованої методики дослідження процесів вилуговування при фільтрації від існуючих полягає в тому, що вихідні розрахункові залежності враховують просторову систему пористості. Це дозволяє чітко визначити межі областей, в яких процес лімітується дифузійним або фільтраційним переносом.

Проведені дослідження доводять, що власне процес вилуговування відбувається в капілярно-пористому просторі навколо пор внаслідок переміщення в радіальному напрямку кордону фазового переходу компонентів цементного каменю з твердого в рідкий стан з наступним масопереносом до пори, в якій здійснюється фільтраційний масоперенос. Швидкість вилуговування при відсутності обмежень описується логарифмічною закономірністю. Вона залишається справедливою для різних видів корозії. Співвідношення швидкостей дифузійного і фільтраційного масо переносу визначає режим вилуговування. Якщо швидкість фільтраційного масопереносу більше дифузійного перенесення до пори, процес лімітується швидкістю останнього. У разі, якщо швидкість фільтраційного масопереносу менше дифузійного, саме він гальмує процес вилуговування і є лімітуючим. Причому перехід від одного випадку до іншого визначається співвідношенням заданої швидкості вилуговування і залежністю швидкості вилуговування при лімітуванні процесами дифузії в часі.

Перехід від результатів випробувань зразків до реального спорудження з протяжним шляхом фільтрації пов'язаний, перш за все, з урахуванням змін концентрацій рідкої фази в порах внаслідок процесів вилуговування.

Для підтвердження теоретичних висновків проведено обстеження основної споруди Дністровської ГЕС.

На підставі матеріалів обстеження представляється можливим зробити ряд висновків, найбільш важливі з яких зводяться до наступного:

- на основі даних хімічного аналізу вод на верхньому б'єфі і, особливо, фільтрату можемо зробити висновок, що продуктами корозії є гідросилікати, представлені аніонами, що характеризує процес вилуговування як вуглекислотний. Оскільки водонепроникність бетону на всіх непошкоджених ділянках відповідає марці W4, то згідно СНиП 2.03.11-85 при фактичних показниках хімічного складу води середовище є слабоагресивним по відношенню до бетону греблі. Відзначимо, що проектом і нормами було передбачено застосування бетону марки W6;

- в оглядовій галереї спостерігається інтенсивне відкладення карбонатів. Однак в залежності від швидкості фільтрації процесу вилуговування в обмежених за розмірами зонах розміщеної фільтрації протікає по-різному в залежності від швидкості фільтрації. Якщо швидкість фільтрації низька, то накопичення продуктів корозії з кольматацією пір відбувається переважно всередині товщі бетону. При високій швидкості фільтрації кристалізація та накопичення продуктів корозії відбувається на поверхні шару бетону в кінці шляху фільтрації. Відмінності процесів вилуговування в обох випадках пов'язано з тим, що в першому випадку швидкість процесів вилуговування лімітується швидкістю фільтрації, у другому дифузійним перенесенням в капілярах. Причому в першому випадку процес розчинення сполук гідросилікатами гальмується через малу швидкість перенесення;

- на підставі аналізу хімічного складу води на верхньому б'єфі і фільтрату представляється можливим зробити якісну оцінку особливостей протікання процесу вилуговування по товщі бетону. При цьому слід врахувати, що в міру зниження гідрокарбонатної лужності нижче 1,0 швидкість розчинення зростає.

Таким чином, швидкість процесу зростає при масопереносі водного розчину і стає максимальною в залежності від швидкості фільтрації або в глибині товщі, або біля стінки оглядової галереї. Тому результати обстеження бетону в оглядовій галереї є визначальними для оцінки стану бетону греблі.

Результати обстеження бетону в галереї можуть бути використані для оцінки стану бетону в шарах нижче оглядової галереї. В цьому випадку визначаються градієнти тиску і відповідно швидкості фільтрації при припущенні, що якість бетону однаково по товщі бетону.

Крім проведення робіт по прогнозуванню довговічності бетону гребель слід передбачити виконання робіт з оцінки надійності дамби з урахуванням прогнозованих оцінок довговічності бетону (в місцях зосередженої фільтрації).

Таким чином, розроблена методика експериментальних досліджень процесів вилуговування заснована на використанні напівемпіричної залежності, в якій всі параметри процесу представлені у вигляді декількох узагальнених змінних, що спрощує обробку і аналіз експериментальних даних. Сформульовано принципи використання результатів випробувань зразків до оцінки процесів уздовж протяжного шляху фільтрації. Виконаними дослідженнями суттєво уточнено механізм процесів вилуговування.

**ОПТИМИЗАЦИЯ ФРАКЦИОННОГО СОСТАВА ОРГАНИЧЕСКОГО
ЗАПОЛНИТЕЛЯ ДЛЯ АРБОЛИТОБЕТОНА.**

**OPTIMIZATION FRACTIONAL COMPOSITION OF ORGANIC FILLER
FOR WOODCRETE.**

*Линник Д.С., д-р техн. наук Шинкевич Е.С.
Одесская академия строительства и архитектуры*

*D.S. Linnik, E.S. Shinkevich DSc
Odessa State Academy of Building and Architecture*

На сегодняшний день широкую популярность приобретают так называемые «теплые дома» и «экодома». Одним из материалов для строительства данного типа домов является арболит. Арболит или арболитобетон - строительный материал, разновидность лёгкого бетона. Производится путем смешивания органических заполнителей (дроблёных отходов деревообработки, камыша, костры конопли и т. п.), вяжущего (обычно портландцемента) и воды. Дробленный органический заполнитель дает арболиту уникальные звуко- и теплоизоляционные свойства. Из арболита изготавливают стеновые и теплоизоляционные блоки, панели, плиты для возведения малоэтажных жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий. Сегодня эта тема вновь становится все более актуальной, т.к. позволяет решать вопросы ресурсо- и энергосбережения, удобства и быстроты возведения зданий, снизить затраты для жилищного строительства.

Прочность арболитобетона определяются многими факторами: вид вяжущего и его основные свойства, фракционный состав органического заполнителя, соотношение вяжущего и заполнителя. Анализ состояния вопроса в мире показал, что в качестве основного вяжущего для арболитобетона используется в основном цемент [1]. В настоящем исследовании, для изготовления арболитобетона, было использовано композиционное гипсовое вяжущее [2].

Для решения задачи подбора и оптимизации состава арболитобетона был проведен эксперимент по оценке влияния фракционного состава органического заполнителя на свойства арболитобетона. Эксперимент поставлен по симплекс - решетчатому плану Шеффе для смесей, рассчитанному в программе STATISTICA v13. В эксперименте варьировались независимые факторы - три фракции органического заполнителя, с размером частиц костры более 10мм; 5мм; 2,5мм. Оценка фракционного состава костры определялась по показателям частных остатков на стандартных ситах, в соответствии с ДСТУ Б В.2.7-271:2011, применяемых при анализе заполнителей для бетонов.

В результате реализации эксперимента рассчитаны трехфакторные смесевые ЭС-модели, описывающие изменение физико-механических свойств под влиянием фракционного состава органического заполнителя с ошибкой, не превышающей 0,1%.

Количественная оценка влияния каждого фактора (фракция органического заполнителя) на соответствующее значение отклика (предел прочности при сжатии, плотность) выполнялась по ЭС-моделям с построением диаграмм, свойства изменяются в следующем диапазоне: $R_{сж} = 0,44-0,53$ МПа; $\rho = 285-312$ кг/м³ (Рис.1).б)

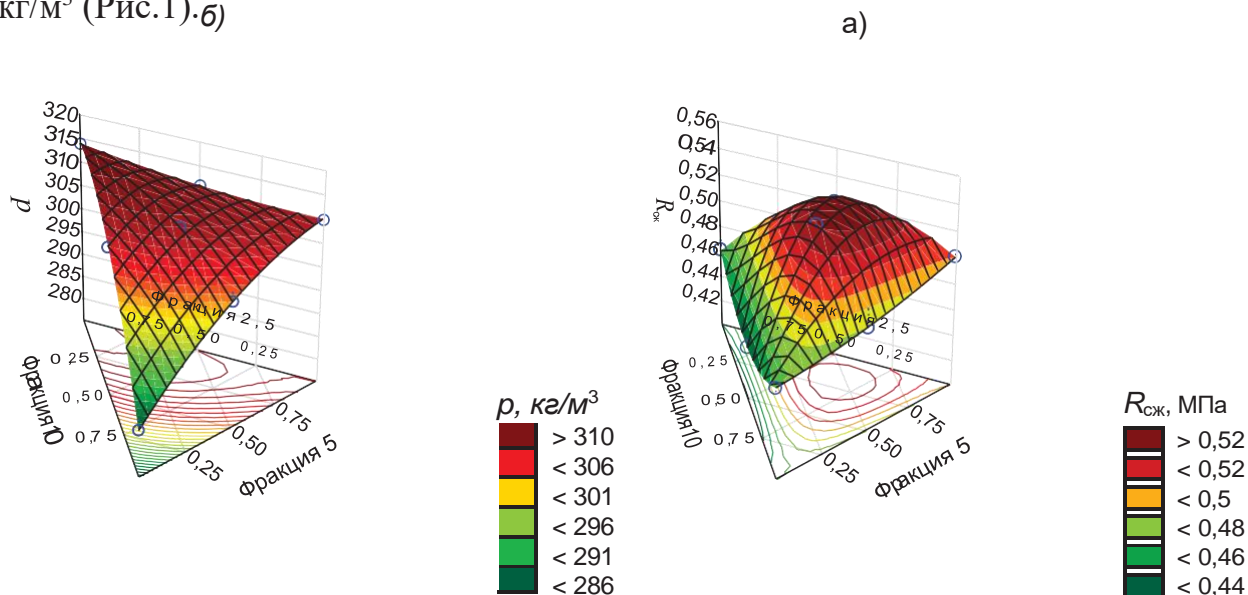


Рис. 1. Влияние фракционного состава органического заполнителя на предел прочности при сжатии и плотность арболитобетона.

Анализ полученных диаграмм позволил провести оптимизацию арболитобетона с учетом фракционного состава органического заполнителя по показателям прочности и средней плотности. Полученные составы соответствуют классу прочности В0,35 (марка прочности при осевом сжатии М5) при средней плотности 300-312 кг/м³ которая ниже нормированных значений для этого же класса по прочности согласно ДСТУ Б В.2.7-271:2011 - 400-450 кг/м³. Дальнейшее перспективное направление исследований по оптимизации состава арболитобетона являются повышение его огнестойкости [3].

[1] ADAS 2005; UK Flax and Hemp production: The impact of changes in support measures on the competitiveness and future potential of UK fibre production and industrial use; Report compiled by ADAS Centre for Sustainable Crop Management for DEFRA available at www.defra.gov.uk: accessed FEB 2006.

[2] Линник Д.С. Экостроительство из арболитобетона на основе композиционного гипсового вяжущего./ Линник Д.С., Шинкевич Е.С., Юсипчук В.И. // Сборник ВАК "Будівельні матеріали, виробі та санітарна техніка". – Київ: товариство "Знання" України, 2014. – Вип. 52.– С. 112-116.

[3] Жартовський В.М. Профілактика горіння целюлозо містких матеріалів. Теорія та практика / В.М. Жартовський, Ю.В. Цапко.-К.: ДП «Доукарня МВС України», 2006.-248с.

БЕЗОБЖИГОВЫЙ МУЛЛИТОКОРУНДОВЫЙ ОГНЕУПОР С ПРИМЕНЕНИЕМ ФОСФАТНОГО СВЯЗУЮЩЕГО КОМПОНЕНТА

WITHOUT BURNING MULLITOCORUNDUM REFRACTORY WITH APPLICATION OF PHOSPHATE BINDING COMPONENT

*д-р техн. наук Я.Н. Питак, Ю.В. Харыбина, канд. техн. наук О.Я. Питак
Национальный технический университет «Харьковский политехнический институт»*

*Y.N. Pitak, DSc, Y.V. Harybina, O.Y. Pitak, PhD (Tech.)
National Technical University "Kharkov Polytechnic Institute"*

В настоящее время широкое применение получили огнеупорные материалы, полученные по безобжиговой технологии с применением в качестве связующего компонента фосфатных материалов. По сравнению с обожженными огнеупорными материалами при производстве безобжиговых огнеупоров сокращаются затраты на технологические операции: отсутствие высокотемпературного обжига (твердение происходит при более низких температурах), сокращаются технологические потери.

Целью данной работы является разработка технологии получения прочных фосфатных связей в составах масс безобжиговых муллитокорундовых огнеупоров с применением фосфатного связующего компонента (кислота ортофосфорная) без необходимости высокотемпературной термической обработки.

В качестве основных исходных материалов для получения безобжиговых муллитокорундовых образцов использовали (масс. %): лом муллитокорундовых изделий - 60 ± 10 в том числе фракции (3–1) мм – 5 – 40, (1–0,2) мм – 5 – 40, <0,20 мм – 5 – 40, спеченный корунд - 20 ± 5 , глина огнеупорная - 20 ± 5 , ортофосфорная кислота (сверх 100 %) - 7.

Исследования проводились на образцах размерами (50 × 50 × 50) мм, изготовленных в разборных металлических формах методом полусухого прессования при удельном давлении 30 МПа. Муллитокорундовые образцы выдерживались на воздухе при температуре окружающей среды 20 – 25°C в течение 24 часов, затем подвергались сушке при температуре 300°C и термообработывали при температуре 1380°C.

В рамках выполненного эксперимента исследовано 10 составов шихты, которые отличались количеством вводимого фосфатного связующего компонента, а также соотношением смежных фракций наполнителя.

Морфоструктурный анализ состава муллитокорундовых образцов после обжига при 1380 °C проводили петрографическим методом. Фазовый состав образцов изучали при помощи рентгенофазового анализа (РФА). Процесс спекания образцов оценивали по величине усадки в обжиге. Интегральные структурные характеристики муллитокорундовых образцов после температурной обработки при 300 °C и обжига при 1380 °C (водопоглощение, плотность кажущуюся, пористость открытую) определяли путем гидростатического взвешивания. Прочность

образцов определяли на механическом прессе путем замера максимального усилия, приходящего на образец до его разрушения. Термостойкость масс определяли на предварительно обожженных образцах по режиму 1300 °С - вода.

При применении симплекс-решетчатых планов Шеффе была определена область оптимальных значений гранулометрического состава шихты, с целью получения требуемой плотности, механической прочности, пористости и термической стойкости безобжигового муллитокорундового огнеупора.

Использовали математическую модель третьего порядка (кубическая модель), где в качестве откликов брали открытую пористость, кажущуюся плотность, предел прочности при сжатии и термостойкость огнеупорных образцов.

По результатам экспериментальных данных установлено влияние изменения состава на пористость, плотность, предел прочности при сжатии и термостойкость огнеупорных образцов.

В результате проведения РФА полученных после термообработки при 300 °С муллитокорундовых образцов установлено наличие в них фаз корунда, муллита, каолинита, шпинели, кварца, полевого шпата, гидрослюда, $\beta - Al_2O_3$, кристобалита высокотемпературного. После термообработки при 1380 °С установлено наличие следующих фаз: корунда, муллита, следов кристобалита, шпинели, кварца. Это свидетельствует о получении огнеупорных образцов с высокими прочностными характеристиками за счет наличия водородных связей в огнеупорном материале после термообработки при 300 °С и кристаллизации аморфной фазы с образованием циклических полимерных структур метафосфатов и синтезом шпинели после термообработки при 1380 °С.

Выявлено, что максимальная механическая прочность (57 МПа), плотность кажущаяся (2650 кг/м³), минимальная пористость открытая (16 %), термостойкость огнеупорного материала (6 теплосмен) после термической обработки при 1380 °С достигается при следующем количественном соотношении смежных фракций наполнителя, мас %: (3–1) мм - 30±5, (1–0,2) мм - 15±5, <0,20 мм - 15±5.

Данные составы могут быть использованы при производстве безобжиговых муллитокорундовых изделий на огнеупорных предприятиях Украины.

УДК 691.075.3/691.54+691.327.3

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ВИСОКОМІЦНИХ ЛЕГКИХ КЕРАМЗИТОБЕТОНІВ, МОДИФІКОВАНИХ КОМПЛЕКСНОЮ ОРГАНО-КРЕМНЕЗЕМИСТОЮ ДОБАВКОЮ

RESEARCH OF OPERATIONAL PROPERTIES OF HIGH STRENGTH LIGHTWEIGHT CONCRETE MODIFIED BY INTEGRATED ORGANIC AND SILICEOUS ADDITIVES

*д-р техн. наук К.К. Пушкарьова, К.О. Каверин
Київський національний університет будівництва та архітектури*

*К.К. Pushkarova, DSc, K.A. Kaverin
Kyiv National University of Civil Engineering & Architecture*

Високоміцні легкі бетони є перспективними до застосування у промисловому і цивільному будівництві при зведенні багатоповерхових житлових і гро-

мадських будівель, будівництві дорожніх мостів, естакад і розв'язок, а також при зведенні споруд спеціального призначення, що обумовлено позитивними якостями і перевагами по відношенню до важкого бетону.

Основними передумовами синтезу міцності і довговічності високоміцних легких бетонів є більш повне використання потенційних можливостей портландцементу. В останні роки це зазвичай досягається застосуванням різних модифікуючих добавок.

Метою роботи є дослідження експлуатаційних властивостей високоміцних легких керамзитобетонів на основі портландцементу, модифікованого комплексними органо-кремнеземистими добавками.

У дослідженнях використовували портландцемент ПЦ І-500Р, модифікований комплексною органо-мінеральною добавкою на основі полікарбоксилатів (SikaPlast 555W, MC PowerFlow 3100) та кремнеземистої добавки на основі тонкомолотого трепелу Коноплянського родовища ($S_{\text{пит}}=21300 \text{ см}^2/\text{г}$). Як дрібний заповнювач використано пісок дніпровський річковий кварцовий з модулем крупності $M_k = 1,28$. В якості крупного заповнювача застосовано керамзитовий гравій ТОВ «Хмельницький завод керамзитового гравію» з насипною густиною 600 кг/м^3 (М600); марка за міцністю П125 (міцність при стискуванні у циліндрі $3,03 \text{ МПа}$).

Фізико-механічні характеристики одержаних керамзитобетонів вивчені із залученням традиційних методик за діючими нормативними документами.

Деформативні характеристики легкого бетону оцінені за величиною відносної усадки, яка визначена як середнє арифметичне значення зменшення розмірів зразка стосовно початкового відліку.

Дослідження морозостійкості виконано за прискореною методикою.

Для дослідження корозійної стійкості бетонів були вибрані 5% розчин сульфату натрію, 5% розчин сульфату амонію та 1% розчин сульфату магнію з урахуванням можливих умов експлуатації розроблених складів керамзитобетону. Згідно з даною методикою, зразки є корозійностійкими, якщо після випробування у віці 180 діб коефіцієнт стійкості відповідає вимогам нормативних документів $K_c \geq 0,8$.

Дослідження водонепроникності керамзитобетону проведено за допомогою приладу УВБ-МГ4 згідно.

Досліджено фізико-механічні та експлуатаційні властивості керамзитобетонів на основі портландцементу, модифікованого комплексною органо-кремнеземистою добавкою. Показано, що модифіковані легкі бетони відрізняються не тільки кращою кінетикою нарощування міцності у часі, але й меншою відносною усадкою (на 16...19%), підвищеною корозійною стійкістю у сульфатних розчинах (до 20%), морозостійкістю F400 та водонепроникністю W8 порівняно з контрольним складом.

Підвищення експлуатаційних властивостей модифікованого керамзитобетону можна пояснити за рахунок зменшення відкритої пористості та направлено-го формування фазового складу продуктів гідратації (низькоосновних гідросилікатів та гідроалюмосилікатів кальцію), що обумовлює ефективність використання даної комплексної добавки.

**КОРОЗІЙНА СТІЙКІСТЬ МОДИФІКОВАНИХ БЕТОНІВ
ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ**

**CORROSION RESISTANCE OF MODIFIED CONCRETE
FOR CONCRETE SLEEPERS**

д-р техн. наук Р.Ф. Рунова¹, Н.О. Сова¹, д-р техн. наук В.В. Троян^{1,2}

¹Київський національний університет будівництва та архітектури

²ТОВ «МС Bauchemie»

R.F. Runova¹, DSc, N.O.Sova¹, V.V. Troyan^{1,2}, DSc

¹Kiev National University of Civil Engineering and Architecture

²MS-Bauchemie, Bottrop, Deutschland

Впровадження в дію ДСТУ Б В.2.6-209:2016, який дозволяє використання модифікуючих добавок в бетоні для шпал, зумовлює можливість зниження витрати цементу, покращення реологічних характеристик бетонної суміші та прискорення процесу гідратації цементу і набору міцності бетону, що в цілому забезпечує зменшення енергоємності виробництва. В той же час, при постановці досліджень, спрямованих на зменшення енерговитрат у виробництві залізобетонних шпал, виникають супутні задачі, що необхідно вирішувати для бетонів, в складі яких пропонується використання модифікуючих добавок, серед яких стійкість до електрокорозії від струмів витоку.

Метою даної роботи було дослідження стійкості модифікованого бетону для залізобетонних шпал до електрокорозії від струмів витоку за критеріями електричного опору та стійкості до корозії, що обумовлена реакцією кремнезему заповнювачів з лугами цементу і добавок.

За результатами досліджень встановлено, що введення до складу бетону шпал активної мінеральної добавки Centrlit NC II/B(МС Bauchemie) в кількості понад 5% від маси цементу дозволяє блокувати реакцію «луг-кремнієва кислота» за рахунок взаємодії активного алюмосилікату з водорозчинними лугами і утворенням аморфізованих лужних гідроалюмосилікатів моделі цеолітів, які діють конструктивно, сприяючи ущільненню системи. Зниження витрати цементу та води за рахунок використання добавок полікарбонатного типу, що вміщують мінімальну кількість іонів Na⁺ (МС PowerFlow 3100) дозволяє забезпечити питомий електричний опір модифікованого бетону шпал вище рівня контрольного складу бетону без добавок. Виконаними дослідженнями рекомендовано використання обраних добавок в складі бетону для шпал з метою підвищення ефективності технології їх виробництва на вітчизняних спеціалізованих підприємствах будіндустрії.

**ДОЛОМИТОВЫЙ КИРПИЧ НА ОСНОВЕ РАСТВОРА БИШОФИТА
ЗАТУРИНСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ**

**DOLOMITE BRICK ON THE BASE OF BISCHOFITE BRINE OF
ZATURINSKOJE DEPOSIT**

*канд. техн. наук В.В.Тараненкова, д-р техн. наук Г.Н. Шабанова,
М.А. Головий, Р.А. Крупко*

Национальный технический университет “Харьковский политехнический институт”

V.V. Taranenkova, PhD (Tech.), G.N. Shabanova, DSc (Tech.)

M.A. Golovij, R.A. Krupko

National Technical University “Kharkov Polytechnic Institute”

В связи с значительным повышением стоимости энергоресурсов, и как следствие, подорожанием производства портландцемента, в Украине все больше возрастает интерес к изучению и применению магниезальных вяжущих. Область использования магниезальных вяжущих может быть весьма значительна, при том, что возможности расширения номенклатуры материалов на их основе еще не исчерпаны. Перспективность применения магниезальных вяжущих обусловлена разнообразием возможных структур получаемых магниезальных композитов. Например, используя как затворитель растворы хлоридов и различные заполнители получают материалы от теплоизоляционных и конструкционных до отделочных.

Основой для создания таких материалов являются каустические магнезит или доломит, а также растворы хлоридных и сульфатных солей магния. Украина обладает обширнейшей сырьевой базой для производства таких вяжущих. Так, например, на территории нашей страны находится крупнейшее в Европе Еленовское месторождение доломита, а в Черниговской области располагаются самые крупные залежи природного минерала бишофита $MgCl_2 \cdot 6H_2O$. Кроме того, известны огромные прогнозные ресурсы бишофитного сырья в Полтавской области. Их высокое качество с точки зрения промышленной переработки, а также выгодное географическое положение и развитая инфраструктура региона, позволяют рассматривать Затуринское месторождение бишофита как высокоперспективное и экономически выгодное для эксплуатации.

Целью нашей работы было исследование влияния раствора бишофита, являющегося попутным продуктом газодобычи в Полтавской области, на физико-механические свойства доломитового кирпича. Исходя из результатов химического анализа раствора бишофита, проведенного ЦХАЛ «Полтавагазодобыча», установлено, что в пробе наблюдается присутствие Na_2SO_4 - 1,5 масс. %, которое не нормируется ТУ 25 У 22529511-003-97 (в отличие от содержания сульфат-ионов SO_4^{2-} , которое не должно превышать 1,0 масс. %).

Доломитовый кирпич изготавливался на основе каустического доломита с пониженной температурой первой стадии декарбонизации и раствора природ-

ного мінерала бішофита. Як заповнителі використовувались пісок Изюмського родовища, Вольський пісок, сирій (необожжений) доломитовий пісок і Євпаторійський известняк.

В результаті проведених досліджень були розроблені нові складові доломитового цегла. Встановлено, що швидкість набора міцності доломитового цегла дуже висока і к 3-м суткам досягає 14 – 25 МПа для зразків, затворених бішофитом виробництва ПО «Мінерал» (ТУ 25 У 22529511-003-97) і 12-31 МПа – для зразків, затворених Затуринським бішофитом, що дозволяє відвантажувати готову продукцію на склад, а остаточна міцність таких матеріалів досягає 33 – 42 МПа.

Виявлено, що використання заповнителів фракції 0,6 – 1,2 мм є оптимальним для зразків, затворених бішофитом (ТУ 25 У 22529511-003-97). Для зразків, затворених Затуринським бішофитом, оптимальними є заповнителі фракції 0,315-0,63 мм.

Водопоглинання доломитового цегла на різних заповнителях знаходиться в межах 11,57 – 13,14 %, . Середня густина отриманого цегла становить 1,83 – 1,97 г/см³.

Всі зразки витримали 30 циклів випробувань (–15; + 15) °С на морозостійкість, на поверхні зразків не спостерігалося слідів руйнування, тріщин, сколів і висолов.

УДК 691.32

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ МІНЕРАЛЬНИХ ДОБАВОК НА ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ВИСОКОМІЦНИХ БЕТОНІВ

INVESTIGATION OF INFLUENCE OF MINERAL ADDITIVES ON CRACK RESISTANCE OF HIGH-STRENGTH CONCRETE

д-р техн. наук В.В. Троян^{1,2}, Б. П. Кіндрас¹

¹Київський національний університет будівництва та архітектури

²ТОВ «МС Bauchemie»

V.V. Troyan^{1,2}, DSc, B.P. Kindras¹

¹Kiev National University of Civil Engineering and Architecture

²MS-Bauchemie, Bottrop, Deutschland

Підвищення міцності бетону відкриває перспективу зниження перетину конструкції при забезпеченні її еквівалентної несучої здатності. Однак, одержання високоміцних бетонів часто супроводжується збільшенням усадки та зниженням тріщиностійкості. Отже, зниження проникності при одержанні високоміцних бетонів не обов'язково підвищує їх довговічність внаслідок одночасного погіршення деформативних властивостей, що необхідно враховувати при зниженні перетину конструкції. Об'єктом досліджень в даній роботі є високоміцний бетон для тонкостінних залізобетонних монолітних конструкцій. Метою

роботи є дослідження впливу мінеральних добавок різної природи на тріщино-стійкість високоміцних бетонів.

За результатами досліджень одержано склади високоміцних бетонів, що на 90 добу відповідали класам за міцністю С60/75 - С70/85. Міцність на розтяг при розколюванні одержаних бетонів знаходилась на рівні 4-6 МПа - найвища у складі бетону з мікрокремнеземом (6,4МПа), а найнижча у складі бетону з вапняковим борошном (4,7 МПа). Міцність на розтяг при згині досліджуваних бетонів знаходилась на рівні 11-12 МПа та відтворювала основні закономірності міцності на розтяг при розколюванні. Усадочні деформації досліджуваних високоміцних бетонів протягом 120 діб тверднення в повітряно-сухих умовах не перевищували 0,4мм/м. Найменшою усадкою (до 0,3мм/м) характеризувався склад бетону з добавкою Centrilit NC II/B (МС Bauchemie), а найвищою (до 0,4мм/м) – базовий склад високоміцного бетону без добавок. Серед досліджених складів високоміцних бетонів найбільшою тріщиностійкістю за критеріями усадочних деформацій, початковим модулем пружності та критичним коефіцієнтом інтенсивності напружень характеризувався склад з добавкою Centrilit NC II/B. Найнижчою тріщиностійкістю за наведеними критеріями характеризувався склад високоміцного бетону з добавкою мікрокремнезему.

УДК 666.9.015.66

ОПТИМИЗАЦИЯ ЦЕМЕНТСОДЕРЖАЩЕЙ КОМПОЗИЦИИ С МОДИФИЦИРУЮЩИМИ ДОБАВКАМИ

THE CEMENTCONTAINING COMPOSITION WITH MODIFYING ADDI- TIVES OPTIMIZATION

*д-р техн. наук Г.Н. Шабанова, д-р техн. наук А.Н. Корогодская, В.Н. Шумейко
Национальный технический университет “Харьковский политехнический институт”*

*G.N. Shabanova, DSc, A.N. Korohodska, DSc, V.N. Shumejko
National Technical University “Kharkov Polytechnic Institute”*

Технологический прогресс в области строительного материаловедения требует повышения эффективности действия разных видов добавок. Большинство добавок, улучшая одни характеристики бетонной смеси или бетона, иногда не изменяют, а зачастую ухудшают другие характеристики. Для преодоления побочных эффектов используют комплексные добавки, состоящие из нескольких самостоятельных компонентов. Помимо очевидных преимуществ химизация технологии производства бетона ставит новые проблемы, связанные с качеством бетона в эколого-гигиеническом отношении.

В настоящее время все большую популярность в мире приобретает концепция «зеленого» (или экологического) строительства, т.е. строительства таких объектов, в которых минимизировано отрицательное влияние на окружающую среду. Здания и сооружения, построенные в соответствии с концепцией строительной экологии, должны обеспечивать комфортные и безопасные условия

проживания, а также сохранять и улучшать окружающую среду. Между тем специалисты одним из источников химического загрязнения воздушной среды жилых помещений считают строительные и отделочные материалы и конструкции, в том числе бетонные, выделяющие токсичные вещества. Крайне важным аспектом является проблема эмиссии аммиака из бетонных конструкций в помещениях жилых и общественных зданий.

В результате предыдущих исследований теоретически обоснована возможность образования нитридов железа при получении портландцементного клинкера, которые могут быть источниками выделения аммиака из строительных материалов и конструкций, изготовленных с применением портландцемента.

Экологическое строительство невозможно без использования материалов, которые характеризуются малой эмиссией опасных веществ с поверхности и, как следствие, повышенной экологичностью. Предложено решение по разработке специальных мер снижения эмиссии аммиака из строительных материалов и конструкций, изготовленных с применением портландцемента. В связи с этим представляет интерес создание комплексной добавки для портландцементной композиции, в составе которой $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ является одним из ингредиентов, значительно уменьшающий концентрацию имитируемых азотсодержащих соединений и придавая строительным материалам меньшую опасность, влияющую на здоровье человека. Состав комплексных добавок следует «проектировать» таким образом, чтобы их компоненты усиливали эффекты, обеспечиваемые каждым из них в отдельности.

При выборе добавки и определении дозировки необходимо четко представлять роль каждого компонента в полифункциональном модификаторе. Эффективность использования добавок в практике современного строительства определяется выбором их рационального состава с учетом химических явлений аддитивности, синергизма, т.е. совместимости добавок разной природы при их взаимодействии, что позволяет усилить получаемые эффекты. Для цементных систем важной эффективностью является гидратационная активность, которая определяет раннюю и марочную прочность.

Цель работы заключалась в оптимизации цементсодержащей композиции с модифицирующими добавками и анализе фазового состава продуктов гидратации, которая предусматривает снижения эмиссии аммиака из строительных материалов и конструкций, изготовленных с применением портландцемента.

Для определения оптимального состава предлагаемой комплексной добавки, представленная смесью гексаметафосфата и триполифосфата натрия, а также нитрата кальция в различных соотношениях, и проведения сравнительных испытаний были изготовлены и исследованы цементные композиции. Представлена сравнительная характеристика прочностных свойств цементного камня и определена рациональная к применению цементная композиция с повышенной ранней и марочной прочностью.

По результатам рентгенофазового анализа образцов гидратированного портландцемента с оптимальным составом комплексной добавки установлено, что в разработанной исследуемой композиции образуются дополнительные кристаллогидраты, не присутствующие в образцах бездобавочного портландцемента, в

частности тоберморитовые фазы, которые проявляют наивысшую вяжущую способность в цементном тесте и обеспечивают наибольшую прочность. Образование низкоосновных гидросиликатов кальция с высокой удельной поверхностью приводит к уменьшению эффективного радиуса пор и способствует формированию замкнутых пор, не участвующих в процессе переноса влаги. Все эти изменения вызывают увеличение прочности, трещиностойкости, водонепроницаемости, а также долговечности.

УДК 666.965(063):519.2

**БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНІСТЬ ВПЛИВУ КРЕМНЕЗЕМВМІСТКОГО
КОМПОНЕНТУ НА СТРУКТУРУ ТА ВЛАСТИВОСТІ
БУДІВЕЛЬНИХ КОМПОЗИТІВ**

**MULTIFUNCTIONALITY OF INFLUENCE OF SILICA-CONTAINING
COMPONENT ON STRUCTURE AND PROPERTIES
OF BUILDING COMPOSITES**

*д-р техн. наук О.С. Шинкевич, канд. техн. наук Є.С. Луцкін, А.А. Тертичний
Одеська державна академія будівництва та архітектури*

*O.S. Shynkevych, DSc, Y.S. Lutskin, PhD (Tech.), A.A. Tertychnyi
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

Будівельні композити на силікатній матриці стають сьогодні особливо привабливими для виробників і споживачів даного виду продукції, так як наукові дослідження останніх десятиліть показали широкий спектр нереалізованих потенційних можливостей, реалізація яких дозволить знизити собівартість їх виробництва, знизивши до мінімуму шкідливий вплив на екосистему. Розробка і впровадження нових ресурсозберігаючих технологій є одним з перспективних варіантів рішення завжди актуального питання конкурентоспроможності підприємств.

Авторами розроблені матеріали нового покоління на основі комплексно активованої силікатної суміші, які поєднують в собі цілий комплекс унікальних властивостей і виробляються по литтєвій технології із застосуванням сучасних нанотехнологічних прийомів. Перехід від автоклавної обробки до тепловологісної по енергозберігаючим режимам, який став можливим за рахунок реалізації комплексної активації силікатобетонних суміші, що є однією з технологічних особливостей отримання даного виду матеріалів.

Показані переваги та перспективи виробництва силікатних виробів нового покоління безавтоклавного твердіння по енергозберігаючим і екологічно безпечних технологій з використанням доступних нанотехнологічних прийомів. Показані можливості комп'ютеризації виробничих процесів на базі створення програмного забезпечення з блоків експериментально-статистичних моделей і розроблених методів для мобільного і якісного підбору складів з високим ступенем достовірності результатів.

Відмінною особливістю композитів на силікатної матриці на відміну від силікатних бетонів автоклавного твердіння є те, що вони виготовляються на основі трикомпонентної комплексно активованої силікатобетонної суміші, модифікованої лужними і мінеральними добавками, і тверднуть при температурі 85°C і нормальному атмосферному тиску. За рахунок реалізації комплексної активації високорухливої силікатобетонної суміші, що є однією з технологічних особливостей отримання даного виду композитів, забезпечені енергозберігаючі режими їх отримання. Композити і вироби на їх основі характеризуються зниженою густиною при досить високих значеннях міцності, водо-, тріщиностійкості і теплоємності, завдяки яким створюються комфортні умови зі стабільним температурним режимом протягом доби.

В якості компонентів в'язучого використані негашене вапно, мелене спільно з кварцовим піском, хімічно активний кремнезем аморфно-кристалічного хемо-біогенного генезису з оптимальною площею питомої поверхні. Введенням до складу в'язучого замість частини меленого кварцового піску кремнеземвмісткого компоненту хемо-біогенного походження у вигляді трепелу з різною питомою поверхнею і ультрадисперсною пористістю забезпечено його багатофункціональних вплив на структуру і властивості композитів на силікатної матриці.

На підставі проведеного аналізу запропоновано і обґрунтовано механізм формування структури і властивостей силікатної матриці. Показано, що частки трепелу сприяють «фізичному» ущільненню структури силікатної матриці і створенню переривчастої структури капілярів, в тому числі за рахунок власної мікропористості. Крім того, в результаті високої сорбційної здатності пори трепелу можуть бути матрицею для формування гідросилікатів ультрадисперсних розмірів, властивості яких відрізняються від властивостей гідросилікатів кальцію, що утворилися в вільному просторі суміші, що сприяє отриманню поризованих композитів з високими фізико-механічними властивостями.

Таким чином, трепел виконує багатофункціональну роль. На основі аналізу результатів експериментально-статистичних моделей встановлено істотний вплив питомої поверхні трепелу, який можливо порівняти з впливом для силікатної матриці умов твердіння, в тому числі ТВО, а для поризованих композитів на її основі – з лужною активацією суміші.

Виконуючи роль «фізично активного» компоненту, він забезпечує зниження густини і теплопровідності матеріалу. Як компонент в'язучого, який володіє ультрадисперсною пористістю, трепел впливає на механізм формування структури і властивостей композиту і їх зміну в часі.

Простота і малогабаритність розробленої технологічної лінії дозволить її поєднувати з існуючими виробничими потужностями на діючих силікатобетонних заводах. Створення на діючих заводах додаткових малогабаритних нових високотехнологічних ліній з випуску широкої номенклатури силікатних виробів без автоклавного твердіння, в тому числі стінових, і впровадження таких прогресивних технологічних ліній дозволить скоротити витрату питомої палива, електроенергії і енерговитрати, а також опалення будівель з даних матеріалів.

**ЗАСТОСУВАННЯ НИЗЬКОВИПАЛЬНОГО ВЕРМИКУЛІТУ У ЯКОСТІ
ВОГНЕЗАХИСНОГО МАТЕРІАЛУ**

**USING A LOW-ROASTING VERMICULITE AS FIREPROOF MATERIAL
IN CONSTRUCTION**

канд.техн.наук А.О. Атинян, К.С. Буханова

Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова

A.O. Atynian, PhD (Tech), K.S. Bukhanova

O.M. Beketov national university of urban economy in Kharkiv

При будівництві будівель і споруд залізничної індустрії використовуються металеві, залізобетонні, бетонні та дерев'яні конструкції, кожна з яких має ряд особливостей:

1) Металеві конструкції є високоміцними, легкими (конструкції з металу приблизно в 4 рази легше залізобетонних і кам'яних конструкцій), і транспортабельними матеріалами. Але головними недоліками металевих конструкцій являється схильність до корозії і мала вогнестійкість. Під дією високих температур метал деформується, зменшується стійкість і несуча здатність і, як наслідок, експлуатація таких конструкцій дорожчає і вимагає дешевого, ефективного захисту як від корозії так і від високих температур.

2) Залізобетонні і бетонні вироби схильні до корозії в меншій мірі (в основному в агресивних середовищах) але вогнестійкість бетонних конструкцій на порядок нижче ніж металевих і вже при 300-400°C почнеться одразу дегідратація бетонного каменю і внаслідок цього відбувається відколювання шматків матеріалу і його розшарування, яке може призвести до обвалення несучих конструкцій і більш масштабних руйнувань. Залізобетонні і бетонні вироби також вимагають захисту від впливу підвищених температур.

3) Дерев'яні конструкції дуже зручні у використанні, технологічні, але схильні не тільки до корозії і гниття, а є легкозаймистими конструкціями і вимагають особливо ретельного підходу для збереження своїх позитивних якостей і вогнестійкості.

Методом підвищення вогнестійкості металевих, залізобетонних, бетонних і дерев'яних конструкцій є застосування вогнезахисту, який полягає в створенні на поверхні елементів конструкцій теплоізолюючих екранів, що витримують високі температури і безпосередню дію вогню. Наявність цих екранів дозволяє уповільнити прогрівання і зберегти у конструкції свої функції при пожежі протягом заданого часу. Для захисту металевих, залізобетонних, бетонних і дерев'яних конструкцій рекомендується використовувати два типи вогнезахисних матеріалів: вогнезахисні пасти і розчини, та вогнезахисні фарби.

Спучені мінеральні наповнювачі використовуються в складах вогнезахисних паст і штукатурних розчинів готують на основі рідкого скла, будівельного гіпсу, глиноземистого і пуцоланових цементів. Застосовують також волокнисті

наповнювачі: каолінову вату та інше. Але окремою категорією є застосування в якості наповнювача класично спученого вермикуліту (900-1000°C), а також спученого вермикуліту при низьких температурах (400°C). Відомо, що вермикулітовмісні матеріали мають унікальні вогнезахисні якості в силу властивої їм низької теплопровідності і невеликої деформативності. Ці композиції наносять на металеву конструкцію шаром, товщина якого визначається бажаним інтервалом часу вогнезахисної ефективності. Чим товстіший шар, тим тривалішим час запобігання сталевій конструкції від нагрівання до 500°C. Другий тип вогнезахисних матеріалів - вогнезахисні спучуючися фарби, що представляють собою складні системи органічних і неорганічних компонентів. Вогнезахисна дія таких фарб заснована на спученні нанесеного складу та утворенні пористого теплоізолюючого шару.

Були проведені дослідження, при яких був застосований при виробництві будівельних матеріалів вермикуліт українського походження, а також була знижена температура спучування української вермикулітової сировини в наслідок попередньої обробки хімічними розчинами з 1000-800°C до 400°C. Згодом, на основі отриманого виробничої сировини були розроблені і випробувані нові будівельні матеріали. В результаті досліджень був розроблений новий теплоізоляційний, вогнезахисний матеріал на основі низьковипального вермикуліту з гіпсовим в'язучим (який також має вогнезахисні властивості).

У дослідженнях застосовувався вермикуліт українських родовищ і будівельний гіпс тонкого помолу марки Г-12. Зразки формувалися з суміші пластичної консистенції і ущільнювалися вібруванням. Було встановлено, що як по міцності, так і по об'ємній вазі низьковипальний вермикуліт виграє при застосуванні з гіпсовими в'язучими, і вермикулітобетон на його основі при щільності менше 600 кг/м³ по міцності не поступається звичайним конструкційним вермикулітобетонам з щільністю від 600 до 1200 кг/м³, а також виконує умови по вогнестійкості для самонесучих конструкцій, і витримує температуру понад 1400°C. Використання гіпсового в'язучого дозволяє використовувати матеріал в якості штукатурних розчинів. А використання обробленого хімічними розчинами вермикуліту (необпаленого) дозволяє додавати його в якості заповнювача в вогнезахисні фарби і спучувати шляхом прогріву або випалу безпосередньо на конструкції. Але недоліком вогнезахисної фарби перед штукатурним розчином буде невелика товщина, що не дозволить досить довгий час захищати конструкцію від впливу високих температур. Крім цього вермикуліт, оброблений фізрозчинами спучується при 250-400°C, що дозволяє рекомендувати його використання в якості засипок і для протипожежних перешкод. Особливо це стосується засипок для кабелів електропередач, (спучування низьковипального вермикуліту відбувається при 250-400°C, а горіння починається при 600°C і вище), відповідно спучування вермикуліту буде вже відбуватися на етапі тління, (пластини будуть розсуватися, заповнюючи собою відведений для цього простір і будуть перешкоджати реакції окислення), тим самим оберігаючи електрокабелі та інші вироби від загоряння.

ФОРМУВАННЯ СТРУКТУРИ ДРІБНОЗЕРНИСТОГО БЕТОНУ FORMATION OF STRUCTURE OF FINE-GRAINED CONCRETE

канд. техн. наук О.С. Борзяк¹, В.М. Чайка², С.С. Вандоловський²

¹*Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

²*Харківський національний університет будівництва та архітектури*

O. Borziak¹, PhD (Tech.), V. Chajka², S. Wandolovskiy²

¹*Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

²*Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture*

Структура бетону являє собою комплекс показників до яких включена будова матеріалу на різних рівнях, починаючи від атомно-молекулярного та закінчуючи макроструктурою бетону як композиційного матеріалу, тобто структура є багаторівневою. Кожен рівень структури має певні характеристики (коефіцієнти розсунення зерен крупного та дрібного заповнювача, водо-цементне відношення тощо), регулювання яких дозволяє керувати властивостями бетону.

Введення дисперсних мінеральних наповнювачів, що суттєво впливають на процеси структуроутворення на мікрорівні, є одним з ефективних шляхів покращення будівельно-технічних властивостей бетону. Формування міцної структури в такому випадку досягається за рахунок оптимальної концентрації дисперсної фази та утворення оптимальної структури прошарку з найщільнішою упаковкою частинок.

Досліджений вплив дисперсних мінеральних наповнювачів техногенного походження – силікатних та металевих, на процеси структуроутворення та фізико-механічні властивості дрібнозернистого бетону.

Структуруюча роль мінеральних наповнювачів визначається їх поверхневими властивостями. У водно-дисперсних системах, до яких відноситься і цементний камінь бетону, частинки неорганічної дисперсної фази мають поверхневий заряд і електроповерхневий потенціал. Між різнойменно зарядженими частинками дисперсної фази утворюються електрогетерогенні контакти (ЕГК), які визначають міцність матеріалу в цілому. Міцність таких контактів забезпечується іон-іонними та іон-дипольними взаємодіями між потенціалвизначальними іонами поверхонь та молекулами адсорбційних шарів води між ними.

Проведений порівняльний аналіз електроповерхневих властивостей дисперсних наповнювачів. Розрахована міцність ЕГК між кристалічними продуктами гідратації цементу, що мають позитивний заряд поверхні та наповнювачами з негативним зарядом поверхні.

Враховуючи мікроструктуру компонентів теоретично розрахована міцність на розрив цементного каменю з мінеральними наповнювачами – стальним порошком та кремнеземом. За рахунок того, що довжина зв'язку в ЕГК в цементному камені або бетоні більше, ніж довжина зв'язку між металом та частками кристалогідратів цементного каменю сила цього зв'язку буде більше. Отже введення до складу бетону дисперсного металевого наповнювача приведе до утворення більш міцних ЕГК та підвищенню міцності бетону.

За даними експериментальних досліджень встановлено, що введення сталевого порошку в бетонну суміш приводить до збільшення міцності бетонних зразків на стиск на 50%, а на розтяг майже в 2,5 рази.

УДК 691.333

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ ПЕРЕТВОРЕННЯ АЛЮМОСИЛКАТІВ В ГІДРОАЛЮМІНАТИ КАЛЬЦІЮ

RESEARCH CONVERSION PROCESS ALUMINUM SILICATE IN CALCIUM HYDROALUMINATE

*д-р техн. наук О.Г. Вандоловський, О.А. Григоренко
Харківський національний університет будівництва та архітектури*

*O.G. Wandolovskiy, DSc, O.A. Hryhorenko
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture*

В даний час надійні керамічні матеріали втрачають економічну привабливість через неухильне подорожчання енергоносіїв. Тому можливість отримання стійких і міцних матеріалів без високотемпературної обробки виробів є аргументом, що дає підставу для проведення робіт по синтезу нових матеріалів на основі глинистої алюмосилікатної сировини.

На підставі проведеного літературного огляду останніх публікацій і досягнень був зроблений висновок про роль алюмінію, включаючи алюмінієву кислоту, отриману у вигляді густої рідини – золю, який переходить в гель, в утворенні стабільних водостійких структур. Конденсація лужних і лужно-лужноземельних алюмосилікатних дисперсних систем в водостійкі утворення може бути досягнута шляхом використання електростатичних властивостей колоїдів, що містять в своєму складі гідроксиди лужних і лужно-земельних металів, а також оксиди, які мають кислотні або амфотерні властивості та здатні зв'язувати лужний гідрозоль кремнієвої кислоти, що виникає в процесі гідратації.

Алюміній, який входить до складу алюмосилікатів, має амфотерні властивості, тобто оксид Al_2O_3 (глинозем) може входити як до складу солей кремнієвої кислоти Al_2SiO_3 , так і утворювати власну алюмінієву кислоту на основі катіону алюмінію. При взаємодії гідроксиду алюмінію з водними розчинами лугів утворюються метаалюмінатиметаалюмінієвої кислоти $HAIO_2$, наприклад метаалюмінат кальцію $Ca(AIO_2)_2$. При цьому оксид алюмінію є основним оксидом, що забезпечує утворення алюмінатів кальцію. При взаємодії метаалюмінату кальцію з водою відбувається наступна реакція:



Сполука $2CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 7H_2O$ є головною складовою частиною структур синтезованого в результаті водостійкого матеріалу з глинистої сировини без високотемпературної обробки виробів.

Встановлено, що амфотерність алюмінію і його сполук в глинистих дисперсних системах в умовах підвищених значень рН шляхом додавання натрієвого лугу дає можливість отримати водостійкі гідроалюмінати кальцію, що підтверджено рентгенографічними дослідженнями.

Під час проведення досліджень було поставлено завдання вивчення структури розроблених водостійких матеріалів з використанням фізико-хімічних методів аналізу.

Дослідження мінералогічного складу здійснювали за допомогою рентгенофазового аналізу на дифрактометрі ДРОН-1,5. Рентгенограма досліджуваного водостійкого глиновапняношлакового матеріалу представлена на рис. 1.

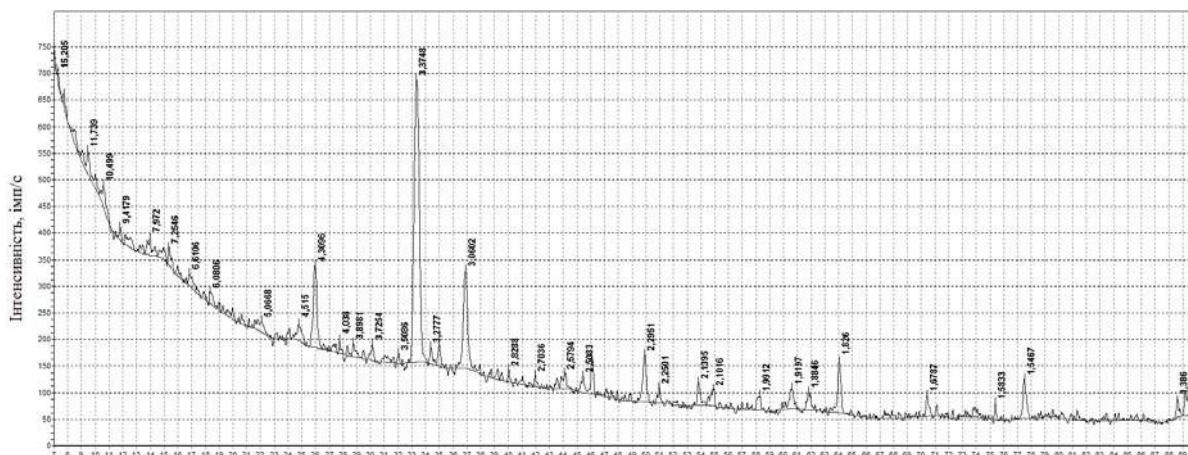


Рис. 1. Рентгенограма водостійкого глиновапняношлакового матеріалу

За допомогою порівняння ліній дифракційного відбиття рентгенограм вихідної глинистої сировини та досліджуваного водостійкого глиновапняношлакового матеріалу встановлено склад наступних новоутворень:

$2\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$ – гексагонального восьмиводного гідроалюмінату кальцію ($d = 10,499; 2,83; 2,7 \text{ \AA}$);

$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 19\text{H}_2\text{O}$ – чотирикальцієвого дев'ятнадцятиводного гідроалюмінату ($d = 10,6; 4,04; 2,83; 2,71 \text{ \AA}$);

$\text{Ca}_3\text{Si}_6\text{O}_{15} \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ – гідросилікат типу некоїту ($d = 9,42; 7,97; 2,82 \text{ \AA}$).

Вказані речовини є водостійкими і з'єднуючи частки глини забезпечують водостійкість виробів.

УДК 666.914

ЭНЕРГЕТИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ ПРОИЗВОДСТВА ДОЛОМИТОВОГО КЛИНКЕРА ПО СРАВНЕНИЮ С ПОРТЛАНДЦЕМЕНТНЫМ

ENERGY PARAMETERS OF THE PRODUCTION OF THE DOLOMITE CLINKER COMPARED WITH THE PORTLANDCEMENT

д-р техн. наук В.И. Винниченко¹, канд. техн. наук А.Н. Рязанов²

¹Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

²Уфимский государственный нефтяной технический университет

V.I. Vinnichenko¹, DSc, A.N. Ryazanov², PhD (Tech.)

¹Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture

²Ufa State Petroleum Technological University

Основным направлением развития промышленности является снижение энергозатрат на производство продукции с одновременным уменьшением нагрузки на окружающую среду.

Доломитовые породы — одна из распространенных и недостаточно освоенных строительной промышленностью разновидностей минерального сырья. Они могут применяться для производства различных видов вяжущих веществ и строительных материалов на их основе. Одним из преимуществ таких вяжущих веществ являются значительно меньшие энергетические затраты на обжиг, по сравнению с производством портландцемента.

Теоретические затраты тепловой энергии на реакции образования продуктов из доломита при обжиге (кроме металлургического) представляют собой затраты тепла на диссоциацию карбонатов кальция и магния, а также дегидратацию примесей.

Фактический расход топлива на обжиг зависит от влажности сырьевого материала и коэффициента полезного действия теплового агрегата.

Сравнительный анализ теоретических затрат тепловой энергии на реакции образования продуктов доломитового клинкера и портландцементного показал, что производство доломитового клинкера по сравнению с портландцементным энергетически выгодно - затраты тепловой энергии на обжиг сокращаются, снижается температура обжига.

Рассмотрен вопрос совместного использования отходов доломита и отходов углеобогащения при обжиге доломитсодержащей шихты. Показана интенсифицирующая роль углеродсодержащих составляющих на реакции образования конечных продуктов реакций.

Использование меньшего количества органического топлива на обжиг доломитовых смесей приводит к снижению образования парниковообразующих газов.

Таким образом, производство доломитового клинкера по сравнению с портландцементным, способствует не только сокращению расхода топлива на обжиг, но и уменьшению нагрузки на окружающую среду.

УДК 624.954

РЕГУЛЮВАННЯ Й ОЦІНКА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КОНТИНУАЛЬНИХ ФУНДАМЕНТІВ З ПІДВИЩЕНИМИ НАВАНТАЖЕННЯМИ

REGULATION AND EVALUATION OF STRESS-STRAIN STATE OF CONTINUAL FOUNDATIONS UNDER INCREASED LOADS

канд. техн. наук О.С. Герасименко¹, А.А. Бутенко²

¹*Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

²*ТОВ «Транс Строй Комплекс» (м. Харків)*

O.S. Gerasimenko, PhD (Tech.), A.A. Butenko

¹*Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

²*"TRANS STROJ KOMPLEX" LLC (Kharkiv)*

Розвиток агропромислового комплексу в Україні визначає розвиток транспортної інфраструктури. У теперішній час актуальне будівництво залізничних

перевантажувальних терміналів для зернових і інших сипучих матеріалів. Перевалка й зберігання в таких терміналах відбувається в елеваторах силосного типу з використанням силосних банок великої ємності. Габарити таких споруд визначають розмір їх фундаментів. Як правило, для силосів із плоским днищем, які найбільш навантажені (близько 25 т/м^2 або $2,5 \text{ кг/см}^2$) й становлять великий інтерес, фундаменти можуть бути наступних видів: на природній основі; пальові фундаменти; на штучній основі.

Пальовий фундамент є дуже дорогим і приводить до збільшення строків будівництва. Крім того, не завжди обладнання пальових фундаментів доцільно й не завжди виправдане.

Найбільший інтерес викликають фундаменти на штучних основах з закріпленого ґрунту. **Закріплення ґрунту** – підвищення несучої здатності ґрунту способами: механічними (трамбуванням); осушенням [1,2]; ін'єкційними; термічними (випалом, заморожуванням).

Границі застосування різних способів закріплення ґрунтів встановлюються за коефіцієнтом фільтрації ґрунтів і за властивостями, які вони надають закріпленому ґрунту.

Спосіб однорозчинної силікатизації із застосуванням кремнефтористоводневої кислоти надає ґрунтам значну міцність і водонепроникність і може бути застосований в ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації від 0,2 до 20 м/добу. При цьому способі можливе використання удосконалених рецептур зі збільшеною проникною здатністю та міцністю [3-6].

Особливою складністю фундаментів силосів є режим роботи в умовах частого завантаження-розвантаження, тобто циклічних багаторазових навантажень за відносно короткий проміжок часу.

Завдання визначення напружено-деформованого стану (НДС) зводиться до розрахунку плити складної конфігурації з різко відмінними характеристиками жорсткості на квазіпружній основі.

При прогнозуванні осідань континуальних фундаментів недостатньо використання кінцево-елементної моделі «основа-фундамент». Отримані при таких розрахунках значення не збігаються з даними геодезичних спостережень за осіданнями фундаментів і їх частин. Причиною цього, як правило, є груба оцінка параметрів внаслідок можливих негативних процесів у ґрунтах на стадії експлуатації фундаментів або просто реологічних властивостей ґрунтів.

Для оцінки осідань й НДС фундаментів континуального типу запропонована інженерна методика, заснована на: врахуванні конструктивних особливостей фундаменту великих силосів; розрахунках осідань під характерними ділянками фундаменту; враховано взаємний вплив сусідніх частин фундаменту пропорційно напругам під їхньою подошвою й жорсткістю фундаменту у відповідних напрямках. Для оцінки НДС системи «основа-фундамент» також враховується жорсткість основи й попередня напруга внаслідок посилення ґрунту.

[1] Вплив поля пульсуючого однонаправленого струму на ступінь електроосмотичного осушення ґрунтів / А.М.Плугін, О.С.Герасименко, С.В.Мирошниченко, А.А.Плугін // Зб.наук.праць.- Харків: УкрДАЗТ, 2004.- Вип. 63. - С.63-69.

- [2] Плугін А.М. Використання подрібненого керамічного матеріалу для осушення водонасичених ґрунтів земляного полотна / А.М.Плугін., А.А.Плугін., О.С.Герасименко // Зб. наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2006. – Вип. 77. – С.162 – 175.
- [3] Увеличение проникающей способности жидкого стекла в песчаный грунт / А.Н.Плугин, А.А.Плугин, Л.В.Трикоз, О.С.Герасименко // Зб.наук.праць.- Харків: УкрДАЗТ, 2007.- Вип. 87. - С.108-120.
- [4] Плугин А.Н. Механизм влияния модификатора С-3 на прочность и гидравлическую способность жидкого стекла / А.Н. Плугин, О.С. Герасименко, Л.В. Трикоз, А.А. Плугин // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА; ХОТВ АБУ, 2008.- Вип.48. – С.154-162.
- [5] Герасименко, О.С. Увеличение проникающей способности и прочности жидкого стекла [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / Герасименко Олег Степанович. – Харьков, УкрГАЗТ. – 2008. 230 с.
- [6] Пат. 87795 Україна, МПК С04В 28/26. Рідкосляна композиція [Текст] / Герасименко О.С., Плугін А.А., Плугін А.М.,Трикоз Л.В.та ін.; заявник і патентовласник Укр. держ. акад. залізнич. трансп. – UA87795C04B28/26; заявл. 07.10.2008; Опубл. 10.08.2009, Бюл. №15. – 6 с.

УДК 691.424:666.9-128

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ КОНСОЛИДАЦИИ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ, ФОРМУЕМЫХ МЕТОДАМИ ВАКУУМИРОВАНИЯ И ОСЕВОГО ПОСЛОЙНОГО ПРЕССОВАНИЯ

INVESTIGATION OF THE PROCESSES OF CONSOLIDATION OF SMALL-PHARMACEUTICAL CONCRETE MIXTURES FORMABILITY BY METHODS OF VACUUMING AND AXIAL POST-LAYER PRESSING

Е.Б. Деденёва, канд. техн. наук И.Э. Казимагомедов, Саад Салем, д-р техн. наук Т.О. Костюк, канд. техн. наук Юнис Башир, канд. техн. наук М.В. Якименко, Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

E.B. Dedenyova, I.E. Kazimahomedov, PhD (Tech.), Saad Salem, T.A. Kostuk, DSc, Basheer N. Younis, PhD (Tech.), M.V. Iakymenko, PhD (Tech.) Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture

Структура бетона в целом является главным определяющим фактором его основных физико-механических свойств. Поэтому исследование способов формирования однородной и плотной структуры, достижение высоких показателей прочности в ранние сроки твердения и получения высоко функционального бетона является чрезвычайно актуальным.

Для выбора оптимальных параметров эффективных способов уплотнения бетонных и растворных смесей важным является теоретическое обоснование математической модели с установлением соответствующих закономерностей протекания этих сложных процессов.

Объект исследований данной работы - тонкостенные изделия - трубы и плоская черепица. В Украине и в мире велика потребность как в кровельных материалах, так материалах для водоотведения и мелиорации. Бетонные материалы такого функционального назначения позволят заменить дорогую керамическую черепицу и трубы, а также экологически небезопасные асбестоцементные материалы.

В данной работе, по аналогии с изучением процессов консолидации в грунтах, в основу была положена двухфазность бетонных систем и нелинейный ха-

раक्टर их консолидации. Решение нелинейного уравнения консолидации позволяет связать параметры технологического процесса – нагрузку, время ее приложения, толщину слоя уплотняемого материала с физико-механическими характеристиками формовочной смеси. Их получают на основании экспериментального исследования образцов смеси при компрессионных испытаниях. Обработка результатов позволяет установить зависимость относительной пористости – ψ от эффективного давления – $\sigma_{эфф}$, коэффициента фильтрации – K_f от относительной пористости и на основании полученных данных рассчитать константы для каждого состава смеси. При этом существенным является то, что описание процесса консолидации формовочных смесей проводится в рамках одной математической модели для смесей различной подвижности, как жестких, так и пластичных.

Процесс уплотнения формовочных смесей аналогичен уплотнению грунта – сближение частиц скелета (щебень, песок, цемент и связанная вода) с фильтрацией среды, заполняющей промежутки в скелете. Если смесь жесткая, то фильтруемая среда – воздух (осевое послойное прессование), если пластичная (вакуумирование) – водоцементная смесь. При этом при окончании процесса консолидации – сближение частиц до соприкосновения оболочек связанной воды (окончание процесса фильтрации) – материал приобретает новые свойства, а главное структурную прочность, что позволяет осуществлять немедленную распалубку. Дальнейшее увеличение прилагаемой нагрузки (вакуума) не приводят к изменению механических свойств, поскольку даже приложением высоких давлений удалить связанную жидкость не удастся. Процесс консолидации весьма быстротечен, при этом, чем жестче формовочная смесь, тем быстрее происходит уплотнение материала. Так, при осевом послойном прессовании уплотнение слоя толщиной до одного сантиметра занимает менее секунды, а при вакуумировании 5 – 7 секунд. Это позволяет не учитывать процессы растворения и гидролиза исходных частиц вяжущего и особенно кристаллизации гидросиликатов кальция и гидроксида кальция в поровом электролите, но независимо от этого в системе вяжущее – вода, все равно имеют место процессы растворения и гидролиза исходных, особенно мелких, частиц вяжущего и образование контактов между исходными частицами и новообразованиями.

Установлено, что при формовании бетонной черепицы применение линейной теории уплотнения приводит к увеличению времени вакуумирования изделия, необходимого для получения заданной структурной прочности. Так при формовании черепицы с заданной структурной прочностью $0,42 \text{ кг/см}^2$ толщиной 12 мм при разрежении 0,05 МПа требуется по расчетам с учетом нелинейности процесса – 9 секунд, а по линейной теории - 15 секунд. Таким образом, предложенная авторами нелинейная модель процессов консолидации растворных и мелкозернистых смесей, уплотняемых методами вакуумирования и осевого послойного прессования, дает возможность получения тонкостенных изделий с достаточно высокой структурной прочностью без тепловой обработки по материалу- и энергосберегающим технологиям.

АНАЛИЗ ДВИЖЕНИЯ ЧАСТИЦ СУХОЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ СМЕСИ В СВОБОДНОМ РАБОЧЕМ ПРОСТРАНСТВЕ СМЕСИТЕЛЕЙ ПОСЛЕ СХОДА С ЛОПАТОК ИХ РАБОЧИХ ОРГАНОВ

ANALYSIS OF PARTICLE MOTION DRY MIXES FREE WORKSPACE MIXERS AFTER LEAVING THE BLADES OF THEIR WORKERS

*д-р техн. наук И.А. Емельянова,
канд. техн. наук В.В. Блажко, С.В. Карпенко
Харьковский национальный университет строительства и архитектуры*

*I.A. Emelyanova, DSc, V.V. Blazhko, PhD (Tech.), S.V. Karpenko
Kharkov National University of Civil Engineering and Architecture*

Аналізу подлежат смесители нового поколения, работающие в каскадном режиме, который характеризуется совмещением двух принципов перемешивания составляющих-гравитационного и принудительного. К этим машинам относятся трехвальный бетоносмеситель, бетоносмеситель гравитационно-принудительного действия и двухроторный турбулентный смеситель.

Процесс смешивания сухих компонентов смеси рассматривается на примере поведения составляющих в рабочем пространстве двухроторного турбулентного смесителя.

Для экономии энергозатрат на процесс перемешивания отдельных компонентов сухих смесей до минимума должны быть сведены их непроизвольные столкновения:

- с лопатками вращающихся роторов;
- с внутренней поверхностью неподвижного корпуса смесителя;
- в процессе их относительного перемещения в свободном рабочем пространстве смесителя.

Энергозатраты рассматриваются как функция от ряда параметров:

$$\mathcal{E} = f(v_1, v_2, v_3, v_4, v_5, v_6, n_p, S_p, d_c, k_f, f, \varepsilon, \delta)$$

где v_1, v_2, v_3, v_4 – соответственно скорости движения частиц смешиваемых компонентов до соударения с лопатками v_1 , корпусом смесителя v_2 , и соответственно после соударения v_3, v_4 , а также скорости от возможного столкновения частиц в свободном рабочем пространстве между роторами до соударения v_5 и после соударения v_6 ; длины и углов установки лопаток на роторе, соответственно l_l, α ; частоты вращения роторов и расстояния между их торцевыми поверхностями, соответственно n_p, S_p ; размеров и формы частиц смешиваемых компонентов d_c, k_f ; коэффициентов трения частиц и восстановления их скорости движения после соударения f, ε ; возможных частичных разрушений частиц в процессе их активации δ .

Рассматриваются случаи соударения отдельных частиц сухой смеси с лопатками вращающихся роторов и после схода частиц массами m_1 и m_2 с лопаток при возможном их столкновении в корпусе смесителя.

Показан методический подход к определению скоростей движения частиц сухой строительной смеси, которые обеспечат минимальные энергозатраты на процессы приготовления сухих строительных смесей в смесителях нового поколения.

УДК 691.311

ШЛЯХИ ПІДВИЩЕННЯ МІЦНОСТІ ГІПСОВИХ КОМПОЗИЦІЙ

WAYS TO INCREASE STRENGTH GYPSUM COMPOSITIONS

*А.С. Єфіменко¹, д-р-інж Х.-Б. Фішер², К. Матхес²,
канд. техн. наук О.С. Борзяк¹,
д-р техн. наук А.А. Плуґін¹, д-р техн. наук Е.С. Геворкян¹*
¹Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)
² Bauhaus-Universität Weimar (м. Веймар, Німеччина)

*A. Iefimenko¹, H.-B. Fischer², Dr.-Ing., C. Matthes²,
O. Borziak¹, PhD (Tech.), A. Plugin¹, DSc, E. Gevorkyan¹, DSc*
¹Ukrainian State University of Railway Transport (m. Харків)
² Bauhaus-Universität Weimar, FIB (Germany)

Гіпсові в'язучі речовини широко використовуються в будівництві, проте через низьку водостійкість галузь їх застосування обмежена приміщеннями з сухим і нормальним режимом.

Міцність гіпсового каменю визначають переважно електрогетерогенні контакти між кристалогідратами гіпсу зі слабкою міжмолекулярною взаємодією. Ці контакти руйнуються навіть при незначних напругах. У гіпсовому камені є і деяка кількість електрогетерогенних контактів з сильним електростатичним притяганням між різнойменно зарядженими гранями кристалогідратів, однак істотної ролі в забезпеченні міцності і водостійкості вони не грають.

Низька водостійкість гіпсових виробів обумовлена досить високою розчинністю двоводного гіпсу (2,04 г/л при 20°C). Крім того, вода, проникаючи в міжкристалічні порожнини гіпсового каменю, адсорбується на твердих поверхнях, між якими виникає розклинювальний тиск, що розриває локальні контакти між кристалами.

Аналіз літературних джерел дозволив виділити основні напрямки досліджень, спрямованих на підвищення водостійкості гіпсу: введення до складу в'язучих гідралічних компонентів, що утворюють в процесі гідратації нерозчинні сполуки; застосування водоредукуючих добавок і різних способів ущільнення, що сприяють формуванню щільних гіпсових матеріалів; застосування гідрофобізуючих покриттів, що перешкоджають проникненню вологи в гіпсовий камінь.

Крім перерахованих, одним з ефективних способів підвищення водостійкості гіпсових матеріалів є застосування добавок-мікронаповнювачів, що сприяють формуванню щільної структури гіпсового каменю.

Введення в гіпсовий камінь доменного гранульованого шлаку, що має негативний поверхневий заряд, призведе до утворення значної кількості міцних і

водостійких електрогетерогенних контактів з позитивно зарядженими гранями кристалогідратів гіпсу в структурі гіпсового каменю.

Для збільшення щільності гіпсового каменю можливо також застосування нанодисперсних наповнювачів, які, вбудовуючись в структуру, заповнюють міжкристалічні порожнини і сприяють ущільненню структури. У такому випадку кількість і дисперсність наповнювачів підбирається таким чином, щоб утворювалися щільні упаковки частинок матриці в прошарках між структуроутворюючими частками: кристалогідратів гіпсу - між частинками шлаку, нанодисперсних частинок - між кристалогідратами гіпсу.

Виконано експериментальні дослідження, в результаті яких встановлено, що спільне введення в гіпс доменного гранульованого шлаку і нанодисперсного глинозему забезпечує дворазове підвищення міцності гіпсового каменю. За результатами електронно-мікроскопічних досліджень ознак хімічної взаємодії між гіпсом і шлаком не виявлено.

УДК 691.41

ВИКОРИСТАННЯ ВІДХОДІВ ПРОМИСЛОВОСТІ ДЛЯ ПОКРАЩЕННЯ ВОДОСТІЙКОСТІ АРБОЛІТУ

USE OF INDUSTRIAL WASTE FOR IMPROVING WATER RESISTANCE OF ARBOLITE

*канд. техн. наук І.Е. Казімагомедов, А.В. Лобанова
Харківський національний університет будівництва та архітектури*

*I.E. Kazimagomedov, PhD (Tech.), A.V. Lobanova
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture*

Одним із шляхів раціонального використання сільськогосподарських і промислових відходів - створення на їх основі ефективних теплоізоляційних та теплоізоляційно-конструкційних стінових виробів. Одним з таких доступних будівельних матеріалів, який можна застосовувати при зведенні будинків і споруд будь-якого призначення, є арболіт.

Отримують арболіт на мінеральному в'язучому та органічному целюлозному заповнювачі рослинного походження, хімічних домішок та воді. Тому арболіту притаманні міцність, вогнестійкість, біостійкість мінеральної матриці і невелика щільність, низька теплопровідність і водостійкість.

Однак підвищенні вимоги до якості арболіту ставлять завдання щодо подальшого підвищення його водостійкості. З цією метою нами використовувався шлам мокрої газоочистки виробництва феросиліцію трьох видів виробництва: відразу після виробництва, після 5 років і 25 років виробництва.

Коефіцієнт розм'якшення є показником водостійкості матеріалу. При значенні коефіцієнта розм'якшення менше 0,7 - матеріал арболіту вважається не водостійким.

Водостійкість визначали при випробуванні арболітових зразків розмірами 100x100x100 мм на стиск після 48-ми годинного зберігання в воді по формулі $K_{\text{разм.}} = R_{\text{нас.}} / R_{\text{сух.}}$, де $K_{\text{разм.}}$ - коефіцієнт розм'якшення; $R_{\text{нас.}}$ - міцність зразка у водонасиченому стані (МПа); $R_{\text{сух.}}$ - міцність зразка в сухому стані (МПа). Для арболітових зразків, виготовлених на основі шламу мокрих газоочисток виробництва феросиліцію - зміна міцності в воді склала 25-29% в порівнянні з міцністю в сухому стані. Величина коефіцієнта розм'якшення (відношення міцності зразків, що зберігалися у воді, до міцності сухих зразків) арболітових зразків на основі шламу складає 0,71...0,75.

Таким чином, слід зауважити, що арболітові вироби за своїми фізико-механічними властивостями не поступаються сучасним українським і закордонним аналогам щодо зовнішніх стінових виробів.

УДК 691.5: 699.8

ЗАХИСТ СПОРУД ВІД ЕЛЕКТРОКОРОЗІЇ ЗА ДОПОМОГОЮ УЗЕМЛЕНИХ ЕЛЕКТРОПРОВІДНИХ ЕКРАНІВ

STRUCTURES PROTECTING FROM ELECTROCORROSION BY GROUNDED CONDUCTIVE SCREEN

***В.В. Касьянов¹, канд. техн. наук О.А. Плуґін¹,
канд. техн. наук С.Г. Нестеренко², д-р техн. наук А.А. Плуґін¹***

¹Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

²Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова

V.V. Kasyanov¹, O.A. Pluhin¹, PhD (Tech.),

S.G. Nesterenko², PhD (Tech.), A.A. Plugin², DSc

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

²O.M. Beketov national university of urban economy in Kharkiv

Виконано аналіз протікання струмів витоку через інженерні споруди, розташовані поруч з електрифікованими постійним струмом залізничними коліями, зокрема, високі пасажирські платформи. Протікання такого струму крізь захисний шар обумовлює прискорення карбонізації бетону з поверхні, а в приарматурній зоні – вилуговування, зниження рН, втрату захисних властивостей відносно арматури та її швидку корозію, а крізь масивну конструкцію – вилуговування бетону зі зниженням його міцності, інтенсифікацією морозного руйнування тощо, при цьому більш інтенсивно – з боку, протилежного рейковій колії.

Виконувати для відновлення несучої здатності пошкоджених інженерних споруд, у т.ч. високих пасажирських платформ, металоін'єкційні сорочки та обойми у разі їх заземлення здатні виконувати функції екранів, що відводять струми витоку від інших конструкцій споруди (або істотно зменшують їх). Проте металоін'єкційні сорочки та обойми, отже, екрани, є достатньо коштовними і їх доцільно застосовувати за необхідності відновлення несучої здатності конструкцій. У разі потреби лише у їх захисті або дрібному ремонті невеликих поверхневих пошко-

джень заземлені екрани доцільно виконувати із електропровідних силікатних композицій, які значно дешевші металоін'єкційних аналогів. Екрани забезпечать відведення струмів витоку від споруди або істотне зниження їх величин.

Розроблено методику експериментального дослідження ефективності екранів із електропровідних силікатних композицій для захисту споруд від електрокорозії, що полягає у порівнянні величини електричного струму, який протікає крізь арматуру і бетон $I_{аб}$ моделі споруди без захисного екрану і моделі споруди із захисним екраном.

В результаті експериментального дослідження встановлено, що у разі сухого стану ґрунту сила струму крізь арматуру і бетон $I_{аб}$ мінімальна як у моделі споруди без захисту, так і у моделях із захисними екранами. Після водонасичення ґрунту сила струму зростає на три порядки, причому у порівнянні з моделлю без захисту у моделі з екраном із композиції на основі портландцементу $I_{аб}$ менша на 48–65 %, а у моделі з екраном із композиції на основі силікатів натрію і кальцію – на 33–59 %.

УДК 544.3

К ВОПРОСУ О ТЕРМОДИНАМИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЯХ ЧЕТЫРЕХКОМПОНЕНТНОЙ СИСТЕМЫ $BaO - CoO - Fe_2O_3 - Al_2O_3$ В ОБЛАСТИ СУБСОЛИДУСА

ON THE PROBLEM OF THERMODYNAMICAL INVESTIGATION OF A FOUR COMPONENT $BaO - CoO - Fe_2O_3 - Al_2O_3$ SYSTEM IN THE FIELD OF SUBSOLIDUS

*канд. тех. наук О.В. Костыркин¹, д-р техн. наук Г.Н. Шабанова²,
канд. тех. наук Н.С. Цапко³, канд. тех. наук М.Ю. Иващенко¹*

¹Украинский государственный университет железнодорожного транспорта (г. Харьков)

²Национальный технический университет «Харьковский политехнический институт»

³Харьковский национальный экономический университет им. С. Кузнеця

*O.V. Kostyrkin¹, PhD (Tech.), G.N. Shabanova², DSc,
N.S. Tsapko³, PhD (Tech.), M.Y. Ivashchenko¹, PhD (Tech.)*

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

²National Technical University "Kharkiv Polytechnic Institute"

³Kharkiv National University named after Semen Kuznets

При разработке новых видов тугоплавких неметаллических материалов и условий их эксплуатации, в частности специальных защитных вяжущих, одной из важнейших задач является прогнозирование фазового состава. Наиболее полную информацию о фазовых взаимоотношениях и термодинамической стабильности комбинаций фаз содержат диаграммы состояния, в которых взаимосвязаны термодинамически равновесные составы с температурой. С точки зрения возможности получения ферромагнитных материалов для защиты от электромагнитного излучения четырехкомпонентная система $BaO - CoO - Fe_2O_3 - Al_2O_3$ вызывает интерес исследователей, так как ее соединения обладают вяжущими, огнеупорными и ферромагнитными свойствами. Однако значительно затрудняет

возможность разработки специальных материалов с комплексом заданных характеристик отсутствие сведений о строении вышеуказанной системы. Поэтому, целью работы явилось исследование субсолидусного строения системы $\text{CoO} - \text{BaO} - \text{Fe}_2\text{O}_3 - \text{Al}_2\text{O}_3$ и протекающих в ней твердофазных реакций.

Для прогнозирования направления химических взаимодействий и фазовых комбинациях, синтезируемых в продуктах твердофазных реакций, необходимо проведение тетраэдрации данной системы, а также получение ее геометро-топологических характеристик. Следовательно, основной задачей по определению субсолидусного строения четырехкомпонентной системы является разбиение концентрационного тетраэдра системы на элементарные, т.е. тетраэдрация.

Для проведения теоретических исследований в изучаемой системе был проведен термодинамический анализа протекающих процессов с использованием исходных термодинамических констант. Проведен термодинамический анализ трехкомпонентных систем, входящих в изучаемую четырехкомпонентную, что позволило провести триангуляцию трехкомпонентных систем, выявить области фазовых составов для получения материалов с заданными свойствами.

В ходе проведенного термодинамического анализа четырехкомпонентной системы определили, что субсолидусное строение системы $\text{BaO} - \text{CoO} - \text{Fe}_2\text{O}_3 - \text{Al}_2\text{O}_3$ выделяет 29 элементарных тетраэдров, согласно которых определяются фазные комбинации сосуществующих соединений системы.

Таким образом, проведенные термодинамические исследования системы $\text{BaO} - \text{CoO} - \text{Fe}_2\text{O}_3 - \text{Al}_2\text{O}_3$ в области субсолидуса представляют интерес для получения новых материалов с прогнозируемыми свойствами. Перспективной областью применения полученных результатов является технология получения специального цемента, который можно использовать как самостоятельный материал, так и в качестве связки при изготовлении специальных бетонов и материалов, сохраняющих свои свойства при воздействии высокочастотных электромагнитных излучений.

УДК 625.1

ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПРОКЛАДНОГО ШАРУ БЕЗБАЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА НА ЕТАПАХ МОНТАЖУ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ

DETERMINATION OF STRENGTH CHARACTERISTICS OF THE LAYING LAYER OF BALLASTLESS BRIDGE DECK ON THE STAGES OF INSTALLATION AND OPERATION

*канд. тех. наук С.В.Мірошніченко, А.С.Зверєва
Український державний університет залізничного транспорту (м.Харків)*

*S. Miroshnichenko, PhD (Tech.), A. Zvierieva
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

На даний час на українських залізницях експлуатується значна кількість металевих мостів. Конструкція мостового полотна на таких спорудах представлена

двома типами: на дерев'яних поперечинах та на залізобетонних плитах. Починаючи з 70-х років минулого століття на заміну дерев'яним поперечинам почали використовувати, в якості верхньої будови колії, залізобетонні плити безбаластного мостового полотна (БМП). На теперішній час загальна протяжність мостового полотна на залізобетонних плитах складає понад 30 000 пог.м. Перспективна потреба в нових плитах БМП (для заміни застарілого полотна на дерев'яних поперечинах) дорівнює більше 10 000 пог.м. Крім того потребують заміни існуючі плити БМП, термін експлуатації яких наближається до 50 років.

Враховуючи об'єми робіт по влаштуванню безбаластного мостового полотна виникає потреба в поліпшенні найбільш слабкої плити цієї конструкції, а саме в розробці нового прокладного шару з високою довговічністю, міцністю, технологічністю. При розробці такого прокладного шару необхідно врахувати складно напружену конструкцію безбаластного мостового полотна в цілому.

Для визначення необхідних характеристик прокладного шару провели збір навантажень від власної ваги усіх елементів конструкції безбаластного полотна, включаючи навантаження від шпильок, на 1 метр погонний прокладного шару у найбільш несприятливих умовах. Слід зазначити, що як величиною дуже невеликою, власною вагою прокладного шару ми нехтуємо.

Навантаження (P) на 1 м² прокладного шару визначаємо за формулою:

$$P = \frac{\sum}{2 \times b}, \quad (1)$$

де \sum – навантаження для обраної розрахункової схеми ($P_{\text{шп}} = 38,095$ – тиск від шпильок на 1 пог. м.; $P_{\text{пост}} = 39,67$ т/пог.м – від суми постійних навантажень, $V = 37,5$ т/пог.м – від тимчасових навантажень);

2 – кількість балок з прокладним шаром;

b – ширина прокладного шару (b = 20 см, найбільш поширений варіант ширини полиці поздовжньої або головної балки).

Нами були отримані такі розрахункові величини P:

- від дії тиску шпильок – 9,5 кг/см²;
- від повного постійного навантаження (включно тиск від шпильок) – 9,917 кг/см²;
- від тимчасового навантаження – 9,375 кг/см².

Для розрахунку спільної дії різних видів навантаження був проведений розрахунок в програмному комплексі «Ліра». Для цього були складені декілька розрахункових схем, а саме:

- від дії постійних навантажень, для визначення мінімальної міцності прокладного шару на момент монтажу, до начала експлуатації;
- від сумісної дії всіх навантажень;
- від дії тимчасових навантажень та тиску від шпильок.

Для уніфікації розрахункової схеми приведені всі види навантажень до 1 пог. м. За результатами розрахунків найбільше вертикальне зусилля в прокладному шарі склало 79 356 кг.

Таким чином, додаткова міцність прокладного шару R_{st} при дії тимчасових навантажень повинна бути не менше:

$$R_{st} = \frac{P_{un}}{100 \times b} = \frac{79356}{100 \times 20} = 39,678, \text{ кг/см}^2 = 3,978 \text{ МПа} \quad (2)$$

А міцність прокладного шару на момент монтажу, до начала експлуатації, необхідна через приблизно 2 години, враховуючі технологію укладання плит БМП, дорівнює з формули (1) $9,917, \text{ кг/см}^2 = 0,9917 \text{ МПа}$. Відповідно, сумарна необхідна міцність прокладного шару складе $3,978 + 0,9917 = 4,9697 \text{ МПа}$.

Виходячи з розрахунку навантажень на прокладний шар маємо змогу уточнити вимоги до необхідної міцності прокладного шару на момент монтажу та експлуатації:

- швидке набрання необхідної міцності 1 МПа на 1 добу,
- 5 МПа на 28 діб.

УДК 691.53

ОГЛЯД СУЧАСНИХ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ГІДРОІЗОЛЯЦІЇ ОБВОДНЕНИХ ЗАЛІЗНИЧНИХ ТУНЕЛІВ

REVIEW OF MODERN MATERIALS AND DESIGN TECHNOLOGY SOLUTIONS WATERPROOFING FLOODED RAILWAY TUNNELS

канд. техн. наук А.В. Нукитинський

Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

A. V. Nykytynskyj, PhD (Tech.)

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

На залізницях України в останні роки стан інженерних споруд значно погіршився, не вважаючи на заходи, які здійснюють установи, що їх експлуатують. Причини цього є як об'єктивні – обводненість, дія електричних струмів тощо, так і суб'єктивні – несвоєчасне проведення ремонтно-відновлювальних робіт внаслідок недостатнього фінансування. Для усунення як причин, так і наслідків можливо використання ін'єкційних технологій на окремих елементах споруд і на спорудах в цілому. Методи використання ін'єкційних технологій, як окремого заходу, так і в комплексі робіт з ремонту, відновлення або реконструкції споруд є актуальною проблемою.

В Українському державному університеті залізничного транспорту (УкрДУ-ЗТ) розробку ін'єкційних технологій розпочали в середині 90-х років. Враховуючи існуючий досвід та досвід, який був отриманий на окремих експериментальних ділянках, ін'єкційні технології були включені до використання в навчальному процесі.

Використання ін'єкційних технологій і матеріалів, які для них застосовуються, залежить від типу споруди і дефектів, що виникли в ній, оточуючих конструкцію ґрунтів, можливості використання окремих видів обладнання.

Для ремонту та гідроізоляції тунелів та заглиблених споруд розроблені комплекси, які складаються з робіт по нагнітання суперпластифікованої цементно-водної суспензії (СПЦВС) з додаванням мікронаповнювачів (СПЦВСН) за обробку тунелів або за металоін'єкційну обойму в комплексі з нанесенням полімерних або мінеральних захисних покриттів. Таке комплексне рішення дає можливість збільшити міцність підземних конструкцій та підвищити гідроізоляційні властивості.

Використання ін'єкційних технологій активно впроваджується при ремонті інженерних споруд і будівель, особливо з розвитком нових матеріалів для ін'єктування. Ін'єкційні технології ефективні й економічні у порівнянні з традиційними, тому що зменшуються витрати матеріалів та інших ресурсів.

Впровадження ін'єкційних технологій доцільно в комплексі з іншими проектними рішеннями, такими як захисні полімерні або мінеральні покриття, армокам'яні шви, попередньо-напружені залізобетонні міні-појаси тощо.

При застосуванні ін'єкційних технологій потрібно особливу увагу приділяти вибору матеріалу для ін'єктування в залежності від виду споруди або будівлі та їх стану, умов її експлуатації, обсягів матеріалів, які планується ін'єктувати в елементи конструкцій та цілей, які бажано досягнути, використовуючи ін'єкційні технології.

Впровадження ін'єкційних технологій буде поширюватись за рахунок їх переваг, а також удосконалення існуючих матеріалів для ін'єктування, оптимізації їх складів і розробки нових складів.

УДК 625:69

НОВІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ І РОЗРОБКИ У НОРМАХ І СТАНДАРТАХ

NEW SCIENTIFIC RESULTS AND DEVELOPMENTS IN NORMS AND STANDARDS

*д-р техн. наук А.А. Плуґін, канд. техн. наук С.В. Мірошніченко,
канд. техн. наук О.А. Калінін, канд. техн. наук О.В. Афанасьєв*

Український державний університет залізничного транспорту

*A.A. Plugin, DSc, S.V. Miroshnichenko, PhD (Tech.),
O.A. Kalinin, PhD (Tech.), O.V. Afanasiev, PhD (Tech.)*

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Більшість будівель та споруд залізниць експлуатуються у складних умовах:

1) інженерно-геологічних - на територіях (нестабільних основах): підроблених гірськими виробленнями; з просадними ґрунтами; з високим рівнем або *фільтрацією ґрунтових та підземних вод*;

2) під дією механічних навантажень: важких динамічних; вібраційних; важких кранових; таких, що спричиняють *надмірні деформації довгомірних або тонкостінних конструкцій від повзучості бетону*;

3) під впливом інших фізичних, хімічних, фізико-хімічних факторів: термічних – високих та низьких температур, у т.ч. змінних; агресивних середовищ – хімічно, фізико-хімічно та біологічно активних; *електричних потенціалів і струмів, у т.ч. струмів витоку і блукаючих струмів.*

Останніми десятиріччями в УкрДУЗТ в результаті проведених численних фундаментальних і прикладних досліджень встановлено:

1) закономірності безнапірної водопроникності бетону, згідно яким здійснюється фільтрація ґрунтових та підземних вод та яка спричиняє інтенсивне вилугування бетону (зниження міцності, подальше збільшення водопроникності), втрату бетоном захисних властивостей відносно арматури (зниження pH , депасивацію і корозію арматурної сталі), створення умов для морозного руйнування.

2) закономірності довготривалої повзучості бетону, яка спричиняє понаднормативні деформації довгомірних та тонкостінних залізобетонних конструкцій;

3) закономірності впливу електричних потенціалів і струмів, у т.ч. струмів витоку і блукаючих струмів на бетон залізобетонних конструкцій та електрокорозії бетону.

Відповідно до наказу Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 07.10.2013 № 487 Українській державній академії залізничного транспорту був наданий статус базової організації з науково-технічної діяльності у будівництві. Наказом визначені наступні напрями науково-технічної діяльності: науково-технічне, дослідне, нормативно-методичне та інформаційне забезпечення з питань проектування та технічної експлуатації споруд і конструкцій залізничного транспорту; забезпечення функціонування підкомітету ПК 11 «Технічна експлуатація споруд та будівель залізниць» технічного комітету ТК 310 «Промислове будівництво». Безпосереднє теоретичне і практичне виконання робіт в означеній сфері здійснює кафедра будівельних матеріалів, конструкцій та споруд. Нові наукові результати і розробки кафедри впроваджені у розроблених і уведених в дію нормативних документах:

1) ГБН В.2.3-37472062-3:2015 Захист конструкцій будівель і споруд залізничного транспорту від корозійного руйнування, де передбачено:

- нормування безнапірної водопроникності бетону: для бетонів з призначеними марками з морозостійкості F200 та більше і водонепроникності W8 та більше слід забезпечувати безнапірну водопроникність бетону $W_{\delta\delta}$, не більшу 1×10^{-10} м/с; для бетонів відповідальних конструкцій – пасажирських платформ, опор контактної мережі тощо, для яких висуваються підвищені вимоги з морозостійкості, водонепроникності та довговічності, а також вимога забезпечення безнапірної водопроникності $W_{\delta\delta}$ не більше 1×10^{-10} м/с, рекомендується застосовувати методика підбору складу бетону, наведену в додатку (розроблену в УкрДУЗТ, забезпечує мінімальні водопроникність та деформативність);

- захист від електрокорозії бетону: критерієм безпеки електрокорозії бетону і будівельного розчину бетонних, залізобетонних і кам'яних конструкцій є наявність на їх поверхні позитивного електричного потенціалу, який циклічно виникає і зникає під час проходження поїздів і величина якого перевищує плюс 1 В; величину потенціалу на поверхні бетонних, залізобетонних і кам'яних конструкцій слід визначати згідно з додатком (методика, розроблена в УкрДУЗТ);

для підсилених металоін'єкційними сорочками конструкцій (конструктивно-технологічне рішення, розроблене в УкрДУЗТ), розташованих поблизу позитивних і знакозмінних ділянок електрифікованих постійним струмом залізничних колій, для захисту від електрокорозії слід застосовувати пасивний електрохімічний захист у вигляді діодних уземлювачів.

2) ДСТУ Б В.2.6-2009:2016 Шпали залізобетонні попередньо напружені для залізниць колії 1520 і 1435 мм. Технічні умови, де передбачені заходи із захисту від електрокорозії: питомий електричний опір бетону для залізобетонних шпал повинен бути не менше ніж 100 Ом×м; електричний опір бетону з добавкою, що є електролітом, – такою, що прискорює тужавлення, тверднення, або є протиморозною згідно з ДСТУ Б В.2.7-171 і ДСТУ-Н Б В.2.7-175, не повинен бути меншим електричного опору бетону такого ж складу без добавки.

3) Технічні умови України, інструктивні документи Укрзалізниці (ЦБМЕС-0004, ЦП-0136; ЦП-0137, ЦП- 0142, ЦП-0224).

В теперішній час на заміну ДБН В.2.3-19-2008 в УкрДУЗТ розробляється перша редакція проекту державних будівельних норм ДБН В.2.3-XX:200X Споруди транспорту. Залізниця колії 1520 мм. Норми проектування (замовник розробки - Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України).

УДК 69.059

ЗАЩИТА БЕТОННЫХ, ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ АГРЕССИВНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

PROTECTION OF CONCRETE, REINFORCED CONCRETE AND STONE STRUCTURES FROM AGGRESSIVE ENVIRONMENTAL IMPACT

*канд. техн. наук М.Г. Салия, канд. техн. наук Р.Н. Шемет,
канд. техн. наук В.Л. Земляков, канд. техн. наук А.Б. Гасанов,
канд. техн. наук А.В. Рачковский
Харьковский национальный университет строительства и архитектуры*

*M.G. Saliia, PhD (Tech.), R.N. Shemet, PhD (Tech.),
V.L. Zemlyakov, PhD (Tech.), A.B. Gasanov, PhD (Tech.),
A.V. Rachkovskiy, PhD (Tech.)
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture*

Количество объектов, требующих капитального ремонта, увеличивается с каждым годом. С точки зрения экономической эффективности актуальным остается вопрос сохранения и восстановления уже существующих объектов.

Основная причина появления повреждений и разрушений бетонных, железобетонных и каменных конструкций: воздействие нагрузок и внешней среды, усадка, замерзание и оттаивание материала конструкции др. Наиболее распространенной причиной разрушения конструкций является воздействие агрессив-

ных сред, как жидких, так и газообразных. Наиболее эффективными для восстановления бетонных и железобетонных конструкций являются защитные материалы проникающего действия на цементной основе.

Применение данных составов должно способствовать: восстановлению разрушенных поверхностей бетонных и каменных конструкций; повышению не только физико-механических характеристик, но и специальных свойств – водонепроницаемости, морозостойкости; повышению трещиностойкости при динамических и статических нагрузках; защите от коррозии, преобразование старого бетона и приведению прокорродированной арматуры в пассивное состояние.

Разработаны защитные составы проникающего действия на цементной основе в виде сухих смесей. С помощью регрессионного анализа и результатов экспериментальных исследований установлено необходимое количество компонентов: кварцевого песка определенного гранулометрического состава, цемента, карбонатного наполнителя, комплексной химической добавки, дополнительных минеральных наполнителей (минеральной крошки, стекловолокна, перлита и т.п.). Такие сухие смеси адаптированы к условиям Украины с точки зрения применяемого сырья, а также по доступности входящих в него компонентов. Физико-механические и эксплуатационные характеристики полученных составов: предел прочности при сжатии – 46,5 МПа, предел прочности при изгибе – 13,1 МПа, предел прочности на отрыв от бетонной подложки – 2,6 МПа, марка по водонепроницаемости W12, морозостойкость F200, трещиностойкость – визуально без трещин, водопоглощение по массе – 0,56%.

Защитные и восстанавливающие составы являются эффективными для применения как внутри зданий и сооружений, так и для наружных работ. Технология нанесения составов не требует высокой квалификации, наносится приемами малярных работ (кистью, валиком, торкретом). Данные составы, были использованы для восстановления эксплуатационных свойств различных объектов, расположенных в г. Харькове.

УДК 621.892.21

ВПЛИВ ЗОВНІШНЬОГО ЕЛЕКТРИЧНОГО ПОЛЯ НА РОБОЧІ ВЛАСТИВОСТІ МІНЕРАЛЬНИХ ОЛИВ

THE INFLUENCE OF EXTERNAL FIELD ON THE WORKING PROPERTIES OF MINERAL OIL

І.Ю. Сафонюк

Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

I.Yu. Safoniuk

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Одним із головних чинників, що визначають безпечну та надійну роботу машин є здатність застосовуваних мінеральних олів зберігати робочі властиво-

сті в процесі експлуатації. Але робочі властивості мінеральних олив пов'язані із низкою фізичних та експлуатаційних факторів.

Мінеральні оливи являють собою колоїдний розчин, що складається з полярних та неполярних молекул, які довільно переміщуються в об'ємі, та схильні до утворення коагулянтів та агрегацій. Концентрація полярних молекул, яка головним чином визначає робочі показники мінеральної оливи, знижується внаслідок обводнення, старіння, засмічення піском, пилом і частками зносу, а також внаслідок процесу зазначеної вище природної коагуляції.

Для запобігання процесу коагуляції нами пропонується застосування методу електростатичної обробки робочої рідини, який дозволяє збільшити кількість активних полярних молекул за рахунок руйнування молекулярних коагулянтів. В основі цього методу полягає принцип контрольованого впливу на загальний дипольний момент полярних молекул оливи, за рахунок чого досягається збільшення їх числа у розрізненому стані.

Для дослідження ефективності запропонованого методу були проведені експериментальні дослідження зміни змочуючої властивості осьової оливи марки З у стані поставки, та з напрацюванням, що еквівалентне пробігу у 150 тис. км, на металевій поверхні.

Результати проведених досліджень показують, що після електростатичної обробки оливи процес змочування інтенсифікується. Зростання інтенсивності процесу змочування характеризується збільшенням коефіцієнта змочування для осьової оливи в стані поставки - в 2,93 рази, а для оливи, яка має напрацювання у системі змащення МОП 150 тис. км, - в 1,61 рази.

Також вивчалась ефективність зазначеного метода електростатичної обробки олив для інтенсифікації коалесценції (об'єднання крапель води). Були проведені дослідження по інтенсифікації коалесценції шляхом обробки емульсії (вода в оливі 10%) в змінному електричному полі. Предметом досліджень був фактор впливу частоти змінного зовнішнього поля на час освітлення емульсії при постійній напрузі на електродах.

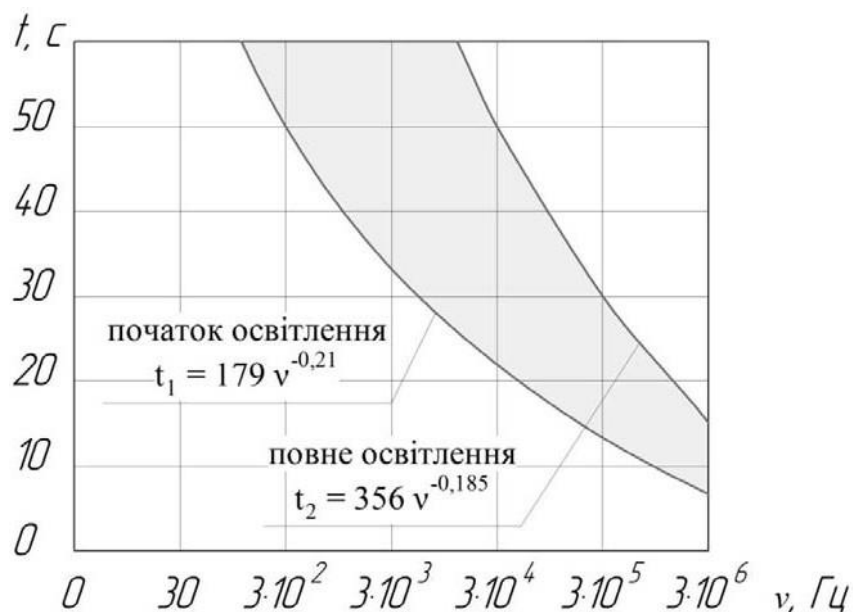


Рис.1. Діапазон оптимальних частот зовнішнього наведеного поля

Результаты проведенных исследований (рис. 1) показывают, что зависимость času освітлення емульсії від частоти зовнішнього поля носить сильно нелінійний характер. Найшвидше коалесценція відбувається при максимальних частотах. Оптимальний діапазон частот починається близько 3КГц і триває до 3 МГц.

Таким чином метод електростатичної обробки є ефективним способом впливу на робочі властивості мінеральних олів, та може бути використаним при очищенні мінеральних олів від надлишків води в об'ємі.

УДК 692.424, УДК 692.415.3

ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ЖИДКОЙ ФАЗЫ И ДИСПЕРСНЫХ ЧАСТИЦ ПРИ ВИБРОВАКУУМИРОВАНИИ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ

INTERACTION OF LIQUID PHASE AND DISPERSED PARTICLES IN VIBRATION OF CONCRETE MIXTURES

*д-р техн. наук А.А. Плугин¹, Е.Б. Деденёва²,
д-р техн. наук Т.А. Костюк², канд. техн. наук А.И. Бондаренко²,
канд. техн. наук О.И. Дёмина²*

¹Украинский государственный университет железнодорожного транспорта (г.Харьков)

²Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

*А.А. Plugin¹, DSc, Е.В. Dedenyova²,
Т.А. Kostuk², DSc, А.И. Bondarenko², PhD (Tech.), О.И. Demina², PhD (Tech.)*

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

²Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture

Совершенствование механизма формирования структуры цементного композита даёт возможность получения высококачественных изделий из мелкозернистого бетона. Такие бетонные смеси обладают повышенной водопотребностью. Количество жидкой фазы, обеспечивающее необходимую удобоукладываемость мелкозернистой бетонной смеси $W_{ж.ф.} = 53-65\%$ (от массы цемента). Количество свободной воды, способной образовывать поры, $W_{св.} = 34\%$.

Для получения изделий плотной структуры и высокой прочности требуется применение интенсивных методов уплотнения бетонной смеси с возможностью удаления свободной (технологической) воды. Одним из эффективных методов с этой точки зрения является вибровакуумное уплотнение. Ранее было установлено, что вибровакуумирование дает возможность удалять из бетонной смеси 29-30% воды, то есть практически всю свободную жидкость. Остаточное водосодержание всего на 4-5% больше количества связанной воды. Для сравнения, в бетонных смесях, уплотняемых вибрированием, остаточное водосодержание составляет 20-23%. Таким образом, по количеству удаляемой воды метод является достаточно эффективным. Хотя очевидно, что имеется возможность дальнейшего повышения структурно-физических и физико-механических характеристик тонкостенных бетонных изделий, формируемых вибровакуумированием, что связано с исследованием различных его режимов.

В свежеприготовленной бетонной смеси в химическое взаимодействие с цементом вступает 1-2% воды. Эта вода находится в химически связанном состоянии, являясь частью кристаллов новообразований, а ее количество постепенно увеличивается от 1-2 до 13%.

Наряду с химическим происходит физико-химическое взаимодействие, в основе которого лежит изменение полярных свойств молекулы воды. По своим свойствам адсорбционная вода приближается к псевдокристаллическому телу с плотностью 1,2-2 г/см³, значительной упругостью, прочностью при сдвиге порядка 10⁴ Па, низкой температурой замерзания – ниже 195 К. Такие аномальные граничные слои воды обуславливаются наличием двойного электрического слоя (ДЭС) на границе раздела твердой и жидкой фаз.

На границе адсорбционной и диффузной зон ДЭС при движении жидкости относительно поверхности ядра мицеллы, возникает ξ -потенциал, характеризующий интенсивность электрокинетических явлений и соответствующих физико-химических процессов, приводящих к возникновению кристаллогидратной структуры цементного камня. В связи с тем, что физико-химически связанная вода вблизи поверхности твердого тела имеет особые свойства, приближающиеся по показателям к свойствам твердого тела, для обеспечения удобоукладываемости бетонной смеси на мелких заполнителях необходимо дополнительно вводить физически несвязанную жидкость. Ее количество может быть определено по величине удельной поверхности частиц твердой фазы.

По мнению И.Н.Ахвердова формовочная влажность и необходимое количество жидкой фазы должны превосходить значение нормальной густоты цементного теста.

На основании анализа экспериментальных данных о водопотребности бетонных смесей на мелкозернистых заполнителях – песках разной крупности получено значение коэффициента, учитывающего повышенную водопотребность мелких песков.

Например, для мелкозернистого бетона на балаклейском цементе марки 400 с $K_{н.г.} = 0,27$ общее количество жидкой фазы, необходимое для приготовления мелкозернистой бетонной смеси $K_{ж.ф.} = 1,98 \times 0,27 = 0,53$ (с учетом технологических взаимодействий принимаем $K_{ж.ф.} = 0,6$). В кристаллогидраты входит $K_x = 0,01$, физико-химически связано в сольватных оболочках $K_{ф.х.} = 0,3$. Тогда количество свободной воды, способной при испарении образовывать поры – $K_{своб.} = 0,6 - 0,01 - 0,3 = 0,29$.

Таким образом, для получения изделий из мелкозернистых бетонов плотной структуры с высокими гидрофизическими характеристиками, необходимы эффективные режимы формования, обеспечивающие полное удаление свободной воды из бетонной смеси. Авторами был разработан режим вибровакуумного уплотнения, позволивший получить тонкостенные изделия с прочностью при изгибе 15 МПа, морозостойкостью F 250. Структурная прочность бетона составляет 0,42 МПа, что дает возможность осуществлять немедленную распалубку изделий.

**ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ПРОКЛАДНОГО ШАРУ БЕЗБА-
ЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА ІЗ ПРОСТОРОВО АРМОВАНОЇ
ПОЛІМЕРНИМ ВОЛОКНИСТИМ МАТЕРІАЛОМ ЦЕМЕНТНОЇ КОМ-
ПОЗИЦІЇ**

**PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTY LAYIND LAYER OF BAL-
LASTLESS BRIDGE DESK WITH SPACE POLYMERIC FIBROUS
MATERIAL CEMENT COMPOSITION**

*д-р техн. наук А.А. Плугін, канд. техн. наук С.В. Мірошніченко,
канд. техн. наук О.А. Конєв, Н.М. Партала,
Ю.А. Суханова, О.В. Палант,
Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

*A. Plugin, DSc, S. Miroshnichenko, PhD (Tech.), O. Konyev, PhD (Tech.),
N. Partala, Y. Sukhanova, A. Palant
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

Раніше на залізницях України та інших країн прокладний шар виготовляли з армованого цементно-піщаного розчину (певної міцності) і опорних дерев'яних прокладок відповідно до "Інструкції про застосування безбаластного мостового полотна на залізобетонних плитах на металевих прогонових будови залізничних мостів".

Недоліком такого підстиляючого шару вважалась висока жорсткість мостового полотна та недостатня міцність, особливо в тонких шарах (близько 25 мм).

Висока жорсткість цементно-піщаних та бетонних конструкцій прокладного шару усунена в деревно-гумовому прокладному шарі. У ньому використовується антисептирована деревина твердих порід і армована тканиною гумова прокладка (транспортна стрічка).

Недоліком прокладного шару з деревини і гумової прокладки є поганий захист металевій поздовжньої балки прогонової будови від корозії і електрокорозії і навіть їх посилення за рахунок затримки води під деревиною, невисока довговічність деревини (10-15 років).

В останні час на залізницях України укладнений в дослідному порядку прокладний шар полімеркомпозиційно гумовий. Він не має тих недоліків які присутні у прокладних шарах використаних на даний час, але має інший недолік пов'язаний з технологічністю укладання та приготування цього складу.

Враховуючи вище сказане є необхідність удосконалення прокладного шару. У якості нової конструкції запропоновано прокладний шар із просторово армованої полімерним волокнистим матеріалом цементної композиції.

Ця композиція повинна виключити всі недоліки попередніх конструкцій та забезпечити необхідну надійність та довговічність мостового полотна в цілому.

Виготовлення рулонного матеріалу шириною 200 мм здійснюється шляхом засипання сухої суміші у розкату смугу НМОС, яка потім скочується у рулон.

Застосування рулонного матеріалу здійснюється шляхом занурення рулону у воду, а потім його укладання (розкочування) у декілька шарів в залежності від потрібної товщини прокладного шару. Один шар композиції відповідає 0,55 см прокладного шару.

Для порівняння фізико-механічних характеристик прокладних шарів визначено відносну деформацію прокладного шару з полімерного волокнистого матеріалу, як найбільш інформативну виходячи з умов роботи. Відносна деформація існуючих прокладних шарів використовувалась із літературних даних. Було порівняно три варіанта відносних деформацій прокладного шару: деревно-гумового, полімеркомпозиційного та прокладного шару із просторово армованої полімерним волокнистим матеріалом цементної композиції. Були отримані такі данні:

- | | | |
|---|---|------------------------------|
| - | дервно-гумовий прокладний шар при навантаженні | 10 кг/см ² -0,06 |
| | | 20 кг/см ² -0,11 |
| - | поліуретановий прокладний шар при навантаженні | 10 кг/см ² -0,04 |
| | | 20 кг/см ² -0,06 |
| - | просторово армований полімерний волокнистий матеріал цементної композиції | 10 кг/см ² -0,042 |
| | | 20 кг/см ² -0,47 |
| | | 50 кг/см ² -0,05 |

Тобто відносні деформації прокладного шару просторово армованого полімерного волокнистого матеріалу цементної композиції співвставні з деформаціями існуючих та експлуатуємих прокладних шарів.

УДК 625.1

ДОСЛІДЖЕННЯ МОЖЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ ТИПУ СБЗ ЗІ СКРІПЛЕННЯМИ КПП-5 НА ДІЛЯНКАХ ПІДВИЩЕНОЇ ВАНТАЖОНАПРУЖЕНОСТІ

RESEARCH OF POSSIBILITY OF APPLICATION OF CONCRETE SLEEPERS TYPE СБЗ WITH FASTENING KPP-5 IN AREAS OF HIGH TIGHT SUPPLY

*д-р техн. наук А.А. Плугін¹, канд. техн. наук С.В. Мірошніченко¹,
Ю.Л. Тулей², В.М. Суслов³, М.О. Колесников¹*

¹Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

²ПАТ «Укрзалізниця» (м. Київ)

³Корпорація КРТ (м. Львів)

*A. Plugin¹, DSc, S. Miroshnichenko¹, PhD (Tech.), J.L. Tulei²,
V.M. Suslov³, M. Kolesnikov¹*

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

²Public joint-stock company «Ukrzaliznitsa» (Kyiv)

³KRT Corporation (Lviv)

На залізницях України під час модернізації та ремонтів укладаються переважно залізобетонні шпали, значна кількість яких передбачає застосування безпід-

кладкових проміжних рейкових скріплень, зокрема, шпали СБЗ зі скріпленнями КПП-5. Скріплення КПП-5 є економічно привабливими через незначну металоемність, малодетальність, невеликі трудовитрати на утримання. Проте згідно зі встановленими правилами шпали СБЗ зі скріпленнями КПП-5 не застосовують на ділянках з підвищеною вантажонапруженістю – понад 40 млн. ткм брутто/км на рік. Це обумовлене наявністю випадків негативного досвіду експлуатації шпал СБЗ, коли вони зазнавали масових пошкоджень у вигляді тріщин. Проте якість виробництва шпал, в першу чергу їх бетону, останніми роками зростає.

Проведено дослідження, метою яких було встановлення можливості застосування залізобетонних шпал типу СБЗ зі скріпленнями КПП-5 на ділянках з вантажонапруженістю понад 40 млн. ткм брутто/км на рік, у складі: статистичного аналізу даних експлуатаційної документації; аналізу напружено-деформованого стану шпал (за результатами розрахунків методом скінчених елементів); натурального обстеження ділянок залізниць з різкою вантажонапруженістю; динамічних випробувань фрагментів шпал із бетону різного класу.

В результаті аналізу напружено-деформованого стану шпал встановлено, що найбільш напруженою є зона бетону біля зовнішнього анкера зовнішньої рейкової нитки в кривих. Ці напруження знаходяться на межі величин, за яких може відбутись локальне руйнування бетону і утворення тріщин, отже у випадках невідповідності бетону вимогам до міцності та однорідності, розладів колії, додаткового впливу обводненості та постійних струмів витоку призводять до пошкодження і руйнування шпал.

Підтверджено, що напруження в шпалах, які призводять до їх пошкоджень, визначаються осьовими вертикальними навантаженнями, бічними горизонтальними навантаженнями (радіусом кривих і швидкістю руху в них), динамічними впливами (умовами утримання). Підтверджено також підвищену вимогливість шпал з безпідкладковими рейковими скріпленнями до умов обпирання на баласт, отже, до якості (однорідності та своєчасності) його ущільнення.

Після динамічних випробувань півшпал виконано люмінесцентну дефектоскопію, в результаті якої у бетоні класу С32/40 біля анкера виявлені тріщини в розчинній частині і по контактній зоні із заповнювачем, яких у бетоні С35/45 і С40/50 не спостерігалось. Динамічні випробування підтвердили також, що у разі нерівномірного обпирання шпал на основу на їх кінцях утворюються тріщини та відколи за будь-якого класу бетону.

За результатами досліджень рекомендовано для укладання шпал типу СБЗ зі скріпленнями типу КПП-5 на ділянках з вантажонапруженістю понад 40 до 60 млн. ткм-бр/км на рік:

- шпали виготовляти із бетону класу за міцністю на стиск не менше С35/45;
- підприємствам – виробникам залізобетонних шпал суворо дотримуватись вимог до якості заповнювачів, зокрема, до вмісту реакційноздатного кремнезему, а також вимог до показників міцності та морозостійкості бетону, тріщиностійкості шпал, посиливши всі види контролю;
- уникати укладання на головних коліях шпал СБЗ зі скріпленням КПП-5 з епурою меншою 1840 шпал/км;

- для ділянок колії на шпалах СБЗ зі скріпленнями КПП-5 переглянути норми напрацювання на виправно-підбивні роботи у сторону зниження показників пропущеного тоннажу;

- у разі виявлення ознак провисання кінців шпал (помітних коливань під час проходження рухомого складу, потертості верхньої грані кінців шпал баластом) невідкладно здійснювати підбивання шпал з такими ознаками під час поточного утримання.

УДК 625.1

ВПЛИВ ЕЛЕКТРИЧНИХ ПОТЕНЦІАЛІВ ВІД ВОДОЗАБІРНИХ СВЕРДЛОВИН НА ПОШКОДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ

IMPACT OF ELECTRIC POTENTIAL FROM WATER WELLS TO DAMAGE OF BUILDINGS STRUCTURES

*д-р техн. наук А.М. Плуґін, канд. техн. наук О.А. Плуґін,
О.В. Палант, канд. техн. наук О.А. Конєв, д-р техн. наук А.А. Плуґин
Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

*A.M. Plugin DSc, O.A. Pluhin, PhD (Tech.),
O.V. Palant, O.A. Konev PhD (Tech.), A.A. Plugin, DSc
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

Виконані теоретичні та натурні дослідження, в результаті яких встановлено, що у зоні водозабірних свердловин в навколишньому ґрунті та конструкціях будівель накопичуються надлишкові електричні заряди і потенціали. Ці заряди і потенціали обумовлюють нерівномірні деформації фундаментів і стін будівель, а також електрокорозію розташованих поруч залізобетонних конструкцій і споруд, що призводить до утворення в них тріщин та інших пошкоджень.

Виміряно величини електричних потенціалів на конструкціях будівлі насосної станції над свердловиною глибиною 766 м, які коливаються у межах від $-0,4$ до $+0,7$ В. Встановлено механізм накопичення цих зарядів і потенціалів. Він полягає в тому, що при відборі води з глибини виникає макропотенціал течії у водонасиченому ґрунті навколо обсадної труби. При цьому з ґрунту виносяться катіони, а в ґрунті залишається негативний заряд його частинок. Це передбачає набухання ґрунту під будівлею насосної станції, відтік катіонів кальцію з бетону, розчину і кам'яної кладки у ґрунт. Крім того, виникає різниця потенціалів між верхньою і нижньою частиною стін, що призводить до макроелектроосмосу води до верху стін і їх зволоження. У спекотну і дощову погоду це викликає періодичне висушування і зволоження розчину кладки і облицювання.

Запропоновано заходи із захисту конструкцій будівлі від зазначених руйнувань, основними з яких є якісна гідроізоляція фундаментів, а також шунтування обсадної труби і конструкцій будівлі, яке має здійснюватися за результатами окремих досліджень.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ЕЛЕКТРОПРОВІДНОГО НАПОВНЮВАЧА
НА ЕЛЕКТРОФІЗИЧНІ, ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ, ГІДРОФІЗИЧНІ
ВЛАСТИВОСТІ СИЛКАТНИХ КОМПОЗИЦІЙ**

**RESEARCH OF ELECTRICALLY CONDUCTIVE FILLER
ON ELECTROPHYSICAL, MECHANICAL, HYDROPHYSICAL
SILICATE PROPERTIES COMPOSITIONS**

*канд. техн. наук О.А. Плугін¹, В.В. Касьянов¹,
В.В. Конєв², канд. техн. наук А.В. Никитинський¹,*

¹Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

²Регіональна філія «Південна залізниця» ПАТ Укрзалізниця (м. Харків)

*O.A. Pluhin¹, PhD (Tech.), V.V. Kasyanov¹, V.V. Konev²,
A.V. Nikitinskiy¹, PhD (Tech.),*

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

²Public joint-stock company «Ukrzaliznitsa» (Kharkiv)

Проведено експериментальні дослідження впливу електропровідного наповнювача на електрофізичні, фізико-механічні, гідрофізичні властивості силікатних композицій на основі силікату натрію (рідкого скла), отверджуваного кремнійфторидом натрію. Фізико-механічні та гідрофізичні властивості композиції визначали стандартними методами. Електрофізичні характеристики композиції визначали оригінальним методом у покритті нею зразка цементно-піщаного розчину. В результаті досліджень встановлено наступне.

Уведення в силікатні композиції графітового наповнювача обумовлює зниження їх питомого електричного опору у повітряно-сухому стані до величин менше 1–0,3 Ом×м. Мінімальні величини питомого електричного опору спостерігаються за відносним вмістом графітового наповнювача у загальній кількості наповнювачів $N/(N+Ш)$ 0,2–0,8. Зменшення або збільшення вмісту графітового наповнювача обумовлює зростання питомого електричного опору, отже, його вміст 0,2–0,8 є оптимальним.

Водостійкість силікатних композицій в найбільшому ступені визначається рідинно-твердим відношенням – відносним вмістом рідкого скла $PC/(N+Ш)$. Максимальні величини коефіцієнту водостійкості (розм'якшення), що досягають 0,8, спостерігаються за відносним вмістом рідкого скла $PC/(N+Ш)$ 0,3–0,4. Збільшення $PC/(N+Ш)$ обумовлює зниження водостійкості, проте аж до величини $PC/(N+Ш)=1$ коефіцієнт водостійкості залишається більшим 0,6, отже, водостійкість залишається задовільною.

Силікатна композиція, що не містить кремнійфториду натрію, є задовільно водостійкою з коефіцієнтом водостійкості 0,6–0,66 лише за відносним вмістом рідкого скла $PC/(N+Ш) = 0,75–1$ і $PC/Ш = 2$. Уведення у силікатну композицію кремнійфториду натрію обумовлює підвищення її водостійкості.

У силікатній композиції, що як наповнювач містить тільки графітовий порошок, під час твердіння утворюються усадкові тріщини. Уведення меленого доменного гранульованого шлаку у кількості не менше 0,1 від кількості рідкого скла запобігає утворенню усадкових тріщин.

Зволоження і водонасичення силікатної композиції обумовлює зниження її питомого електричного опору, який досягає мінімальних величин через 1 годину контакту покриття із неї з водою.

Для силікатних композицій з графітовими наповнювачами потрібні електрофізичні характеристики перебувають в антагонізмі з фізико-механічними та гідрофізичними властивостями, отже, розробка їх рецептур має здійснюватись методами компромісної оптимізації.

За результатами експериментальних досліджень розроблено спосіб визначення складу електропровідної силікатної композиції для захисту від електрокорозії, який реалізовано у розробці діапазону складів. Подано заявку на видачу патенту на винахід.

УДК 691.32:620.193.7

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ СТРУКТУРИ НА ПИТОМИЙ ЕЛЕКТРИЧНИЙ ОПІР СИЛІКАТНИХ КОМПОЗИЦІЙ ДЛЯ ЗАХИСТУ ВІД ЕЛЕКТРОКОРОЗІЇ

INVESTIGATION OF THE INFLUENCE OF STRUCTURE ON ELECTRICAL RESISTIVITY OF SILICATE COMPOSITIONS FOR PROTECTION FROM ELECTRO-CORROSION

*канд. техн. наук О.А. Плуґін, В.В Касьянов,
д-р техн. наук А.А. Плуґін, д-р техн. наук Д.А. Плуґін
Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

*O.A. Pluhin, PhD (Tech.), V.V. Kasyanov, A.A. Plugin, DSc, D.A. Plugin, DSc
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

В сучасних умовах зростання енергозабезпечення промислового виробництва, комунального господарства, транспортних перевезень тощо, збільшуються зони поширення та значення електричних блукаючих струмів і відповідних потенціалів, струмів витоку, які впливають на будівельні конструкції та споруди. Це вимагає підвищувати вимоги до захисту будівельних конструкцій та споруд від агресивних впливів електричних струмів і потенціалів.

Представлено результати дослідження впливу структури на електрофізичні властивості, зокрема, питомий електричний опір силікатних композицій для захисту від електрокорозії. В результаті виконаних теоретичних досліджень отримано залежності для визначення питомого електричного опору і питомої електропровідності композиційного матеріалу за даними про його склад та питомий електричний опір наповнювача та матриці. Розроблено алгоритм визначення питомого електричного опору композиційного матеріалу за даними про питомий електричний опір наповнювача та матриці і складом композиції з дослідницькими або технологічними цілями.

ПРИСКОРЕННЯ ТВЕРДІННЯ БЕТОНУ У РАННІ ТЕРМІНИ

ACCELERATION CONCRETE HARDENING ON THE EARLY STAGE

канд. техн. наук О.В. Романенко, канд. техн. наук О.А. Калінін
Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

O.V. Romanenko, PhD (Tech.), O.A. Kalinin, PhD (Tech.)
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Виробництво залізобетону, у т.ч. залізобетонних шпал, відноситься до найбільш енергоємних галузей будівельної індустрії. В загальному балансі підприємства витрата енергії на тепловологісну обробку (ТВО) звичайно досягає 60 %, а пропарювальні камери займають 40–60 % виробничих площ, фондівіддача яких у край низька – 30–55 %. Отже, розробка і впровадження заходів із ресурсоенергозбереження у виробництві залізобетону, є актуальним завданням.

В УкрДУЗТ виконуються дослідження з ресурсоенергозбереження шляхом застосування оптимальних складів бетону з комплексними хімічними, які дозволяють знизити температуру і тривалість ТВО аж до повної відмови від неї, знизити витрату цементу.

Аналіз технології бетону показує, що забезпечити більш високу ранню міцність бетону, тобто прискорити тверднення (крім ТВО), можливо трьома способами:

- 1) застосуванням швидкотверднучих цементів або домел звичайних цементів;
- 2) підвищенням кінцевої міцності;
- 3) введенням добавок – прискорювачів тверднення.

Перший спосіб в умовах заводів ЗБШ непридатний, зважаючи сувору регламентацію застосовуваного цементу типом і маркою ПЦ I-500Н. Домел технологічно забезпечити складно.

Другий спосіб може бути забезпечений:

- зниженням водоцементного відношення за рахунок зниження витрати води та застосування інтенсивних способів ущільнення, що і так застосовується при виготовленні шпал;

- зниженням водоцементного відношення за рахунок збільшення витрати цементу, що ще більше підвищить собівартість шпал;

- зниженням водоцементного відношення за рахунок зниження витрати води і введення добавок-суперпластифікаторів;

- застосуванням мінеральних мікродобавок, наприклад мікрокремнезема, у т.ч. крупністю 50–100 нм (нанокремнезема), метакаоліна, кальциту;

- застосуванням оптимального складу бетону, який крім призначення оптимального низького В/Ц передбачає забезпечення оптимальних коефіцієнтів розсунення зерен крупного заповнювача $\alpha_{\text{опт}}$ і дрібного заповнювача $\mu_{\text{опт}}$.

Третій спосіб може бути забезпечений:

- використанням високоефективних хімічних добавок, що прискорюють твердіння бетону.

Виконано аналіз впливу добавок суперпластифікаторів і прискорювачів твердіння на кінетику набору міцності цементним каменем. Вибрано комплекс добавок, при використанні якого спостерігається найбільший приріст міцності в рані строки твердіння, що дає змогу використовувати його при виробництві залізобетонних шпал та отримати найбільшу економію енергоресурсів через скорочення режиму тепловологісної обробки.

В результаті лабораторних експериментальних досліджень кінетики набору міцності цементного каменю з добавками суперпластифікаторів і прискорювачів твердіння встановлено, що через 12 годин твердіння у разі застосування суперпластифікатора нафталфінформальдегідного типу максимальної міцності досягає цементний камінь з добавками прискорювачами твердіння 1 % нітрату кальцію і 0,5 % нітриту натрію. Тільки за вмістом нітриту натрію 0,5 % спостерігається закономірне зростання міцності зі збільшенням вмісту нітрату кальцію.

УДК 691.3

ДОСЛІДЖЕННЯ З РОЗРОБКИ КОМПОЗИЦІЙ ПРОНИКНОЇ ДІЇ НА ОСНОВІ БЕЗКЛІНКЕРНОГО В'ЯЖУЧОГО

RESEARCH ON THE DEVELOPMENT OF COMPOSITION OF PENETRATION REACTION BASED ON A CLINKER-FREE BINDER

Ю.Ю. Савчук

Український державний університет залізничного транспорту (м.Харків)

Yu.Yu. Savchuk

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

В сучасних умовах зростання об'ємів промислового виробництва, у т.ч. теплоенергетики, металургії, транспортних перевезень тощо, збільшуються обсяги агресивних газоподібних, рідких і твердих агресивних речовин, електричних блукаючих струмів і відповідних потенціалів, струмів витоку, які впливають на будівельні конструкції та споруди. Це вимагає підвищувати вимоги до захисту будівельних конструкцій та споруд від агресивних впливів хімічно та біологічно активних середовищ, електричних струмів і потенціалів.

Відомі вітчизняні й закордонні суміші або композиційні матеріали для ремонтних робіт, що містять комплексні хімічні добавки (КХД), компоненти яких, проникаючи у мінеральні пористі матеріали конструкцій, забезпечують підвищення їх щільності, непроникності, міцності. Крім того до складу відомих сумішей вводять волокнисті армуючі наповнювачі (поліпропіленові, скляні тощо), які покращують їх фізико-механічні характеристики – границю міцності на згин, розтяг і стиск, ударну в'язкість, зносостійкість. Проте більшість з цих матеріалів мають недостатню корозійну стійкість, наприклад, в умовах впливу кислих газів, характерних для підприємств металургії.

В Українському державному університеті залізничного транспорту проводяться дослідження з розробки композицій проникної дії на безклінкерному в'язучому, які матимуть більш високу, ніж композиції на основі портландцементу, корозійну стійкість в умовах впливу кислих газів. Композиції склада-

ються із доменного гранульованого шлаку, отверджуваного гідроксидом натрію, і комплексної хімічної добавки, що забезпечує проникну дію. Відомо, що аналогічні цій композиції шлаколузні в'язучі мають недостатнє зчеплення з ремонтowanими поверхнями із цементного бетону. Проте комплексна хімічна добавка має усунути такий недолік і забезпечити крім проникної дії ще й підвищення зчеплення композиції з поверхнею цементного бетону.

Проведено експериментальні дослідження, в результаті яких встановлено, що:

- 1 Між міцністю на стиск композиції та вмістом гідроксиду натрію існує висока і дуже висока кореляція (квадрат коефіцієнта кореляції R^2 складає 0,8 та більше, коефіцієнт кореляції R понад 0,9).
- 2 Між міцністю на стиск композиції та вмістом КХД в межах 1–3 % кореляції не виявлено.
- 3 Між середньою густиною композиції та вмістом гідроксиду натрію існує помірна кореляція (квадрат коефіцієнта кореляції $R^2 = 0,3$, коефіцієнт кореляції $R = 0,55$).
- 4 Між середньою густиною композиції та вмістом КХД кореляції не виявлено.
- 5 Залежність міцності композиції від вмісту гідроксиду натрію має екстремальний характер з максимумом, що відповідає вмісту гідроксиду натрію близько 5 %.

УДК 691.42

АТМОСФЕРОСТІЙКЕ ЗАХИСНЕ ПОКРИТТЯ ДЛЯ КЕРАМІЧНИХ МАТЕРІАЛІВ НА ОСНОВІ ПОЛІСИЛОКСАНОВОГО КОМПОНЕНТУ
WEATHERPROOF PROTECTIVE COATING BASED ON POLISILOKSAN COMPONENT

Р.М. Семенів

Національний університет "Львівська політехніка"

R.M. Semeniv

Lviv Polytechnic National University

Довговічність та надійність будівельних матеріалів і конструкцій визначаються, перш за все, умовами експлуатації та стійкістю до дії несприятливих атмосферних чинників. В реальних умовах експлуатації матеріали та вироби піддаються сумісній дії значної кількості атмосферних факторів. Окрім того, накопичення різних факторів значно підвищує їх корозійну активність.

Процес старіння покриттів залежить від впливу атмосферних умов: температури, світла, кисню повітря, хімічних агресивних засобів, механічних навантажень. В наш час збільшення амплітуди температурних коливань призводить до порушення цілісності покриття і тріщиностійкості, і як наслідок, руйнування покриття у вигляді розтріскування і відшаровування.

Тому виникає доцільність кількісної оцінки стійкості розроблених складів захисних покриттів до дії атмосферних чинників. Для досліджень використано наступні матеріали: поліметилфенілсилоксановий лак КО-921 (ГОСТ 16508-70), алюмінію оксид (Al_2O_3) (ТУ 6-09-426-75), заліза оксид (Fe_2O_3) (ГОСТ 4143-77), хрому оксид (Cr_2O_3) (ТУ 6-09-4227-76), мінеральна вата (ДСТУ Б В.2.7-94-2000).

Отримання атмосферостійкого захисного покриття, що включає приготування композиції на основі поліметилфенілсилоксанового лаку та мінерального наповнювача з подальшим нанесенням її на керамічну цеглу, полягає в тому, що на керамічну цеглу наносять шар покриття товщиною 100 – 200 мкм, а композицію вибирають зі складу, мас. %: поліметилфенілсилоксановий лак – 50 – 60 та мінеральні наповнювачі: алюмінію оксид – 37 – 49, мінеральна вата – 1 – 3. Нанесений шар покриття витримували при кімнатній температурі протягом 12 – 16 год до затвердіння, після чого наносять поверхневий шар композиції товщиною 300 – 400 мкм із складу, який додатково містить залізо або хрому оксид, мас. %: поліметилфенілсилоксановий лак – 30 – 40 та мінеральні наповнювачі: алюмінію оксид – 27 – 45, заліза або хрому оксид – 20 – 30, мінеральна вата – 3 – 5. Це забезпечує підвищення глибини просочення керамічної цегли первинним шаром на 30 – 40%, що у подальшому знижує на 20 – 30% водопоглинання цегли та підвищує на 10 – 20% адгезійну міцність і на 20 – 25% морозостійкість.

Для забезпечення такого способу отримання атмосферостійкого захисного покриття готували композиції відповідного складу шляхом сумісного диспергування мінерального наповнювача в середовищі поліметилфенілсилоксану до розміру частинок не більше 50 мкм. Покриття на поверхні керамічної цегли отримували наступним чином. Спочатку наносили на керамічну цеглу композицію на основі поліметилфенілсилоксанового лаку – 50 – 60 мас. %, як мінеральний наповнювач використовували: алюмінію оксид – 37 – 49 мас. % та мінеральну вату – 1 – 3 мас. %. Нанесений шар покриття витримували при кімнатній температурі протягом 12 – 16 год до затвердіння, після чого наносили поверхневий шар із поліметилфенілсилоксану – 30 – 40 мас. % та мінеральний наповнювач: алюмінію оксид – 27 – 45 мас. %, заліза або хрому оксид – 20 – 30 мас. % і мінеральна вата – 3 – 5 мас. %.

Граничний вміст наповнювача визначали експериментально. Так, при його вмісті більше 70 мас. % проходить зменшення на 20 – 30% адгезійної міцності та морозостійкості та підвищення на 10% водопоглинання. Зменшення вмісту наповнювача нижче від 60 мас. % призводить до пониження морозостійкості на 20 – 25%.

Оптимальна товщина первинного шару покриття знаходиться в межах 100 – 200 мкм. При її зменшенні проходить пониження адгезійної міцності на 20 – 25 % та морозостійкості – на 15 – 20 %. Збільшення товщини первинного шару вище від 200 мкм практично не впливає на водопоглинання та морозостійкість, але на 10 – 15 % знижує адгезійну міцність.

Товщина другого шару знаходиться в межах 300 – 400 мкм. Зменшення товщини другого шару нижче 300 мкм призводить до підвищення водопоглинання керамічної цегли на 10 – 15 % морозостійкості. Підвищення товщини другого шару понад 400 мкм веде до пониження адгезійної міцності на 5 – 10 % при стабільному показнику водопоглинання та адгезійної міцності.

Таким чином, запропоноване атмосферостійке захисне покриття володіє покращеними захисними властивостями, а саме знижує водопоглинання, підвищує адгезійну міцність та морозостійкість, що дозволить підвищити довговічність керамічних будівельних конструкцій, які експлуатуються в умовах підвищеної вологості та знакозмінних температур.

АКТИВОВАНІ БЕТОНИ

ACTIVATED CONCRETE

канд. техн. наук Г.Г. Ткаченко, канд. техн. наук С.С. Макарова
Одеська державна академія будівництва та архітектури

G.G. Tkachenko, PhD (Tech.), S.S. Makarova, PhD (Tech.)
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Накопичений теоретичний та практичний досвід показав, що ефективним методом проявлення можливостей в'язучих систем є їх активізація різними способами: хімічним, термічним, електричним та магнітним, механічним та їх комбінаціями.

Була висловлена наукова гіпотеза, що для композитів на основі цементних в'язучих до ефективних методів активізації процесів структуроутворення слід віднести метод зміни зовнішніх силових постійно діючих електромагнітних впливів за рахунок використання спеціальних фрактально-матричних резонаторів.

Були проведені дослідження властивостей цементних композитів при застосуванні комплексної активації їх мікроструктури за рахунок фрактально-матричних резонаторів (зовнішніх), та раціональних наповнювачів (внутрішньо). Використання фрактально-матричних резонаторів дозволяє змінити вплив електромагнітних хвиль в якості зовнішнього чинника.

Для вивчення ефективності комплексної активації бетонних і залізобетонних конструкцій була проведена серія експериментів, в яких визначалась міцність, пошкодженість і модуль пружності бетонів після тужавіння в нормальних умовах (у віці 28 і 360 діб). Досліджувалися бетони з кількістю в'язучого від 248 до 380 кг/м³.

За рахунок комплексної активізації, а саме застосуванню матричних резонаторів і раціонального наповнювача, кількість цементу може бути знижена на 20-25% при збереженні міцності матеріалу.

На основі результатів розроблено метод комплексної енергоефективної активації мікроструктури бетонів, що дозволяє знизити витрату в'язучого у бетоні при мінімальних капітальних і поточних витратах на проведення активації. Використання комплексної активації дозволяє вводити до 25% раціональних наповнювачів без зниження міцності і пружності бетонів класів М25 і М30. Розроблено технологічні схеми отримання активованих бетонів і виробів з них, адаптовані до існуючих технологічних ліній при індустріальному виробництві збірних залізобетонних виробів та до умов монолітного будівництва. Застосування матричних резонаторів є легким в експлуатації та екологічно безпечним. Проведене експериментальне впровадження підтвердило ефективність розробленого методу активації.

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕКТРООПОРУ БЕТОНУ, МОДИФІКОВАНОГО БІТУМНОЮ ЕМУЛЬСІЄЮ

STUDIES OF ELECTRICAL RESISTANCE OF CONCRETE THAT IS MODIFIED OF BITUMEN EMULSION

д-р техн. наук Л.В. Трикоз, І.В. Багіяниця

Український державний університет залізничного транспорту (м.Харків)

L.V. Trykoz, DSc, I.V. Bagiyanc

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Одним із факторів, які призводять до руйнування бетону та залізобетону, є електрокорозія під дією струму як на конструкції, безпосередньо зв'язані з джерелом струму (відділення електролізу, залізничний, міський, промисловий електротранспорт), так і на споруди, розташовані в зоні дії струмів витоку та блукаючих струмів. Бетон є дуже неоднорідним за електроопором матеріалом, в якому найбільший опір мають заповнювачі (щебінь, пісок), а найменший – розчин електроліту в порах цементного каменю. При цьому ці величини можуть різнитися на шість порядків. Неоднорідність залізобетону проявляється ще й у різному характері провідимості струму: електронна для арматури та іонна для бетону.

Електричний струм є причиною процесу електролізу, наслідком якого є анодне розчинення металу арматури. Однак арматура в бетоні знаходиться в пасивному стані, і найбільш інтенсивні пошкодження залізобетону можливі при дії постійного струму, величина якого вище критичного значення (щільність стікаючого з арматури струму повинна бути більша за $0,06 \text{ A/m}^2$). Насправді лише обмежена кількість залізобетонних конструкцій знаходяться під дією таких струмів. Переважна більшість споруд експлуатується в умовах дії на них блукаючих струмів та струмів витоку, величини яких значно менші, але триваліші за часом. Під дією невеликої за величиною, але довготривалої різниці потенціалів відбуваються процеси дифузії іонів у поровому розчині цементного каменю, відведення продуктів гідратації та розчинення продуктів новоутворень цементу. Це порушує співвідношення позитивно та негативно заряджених поверхонь і призводить до виникнення електростатичних сил відштовхування, що й викликає початок руйнування бетону. Отже, для захисту конструкцій від електрокорозії бетон повинен мати визначений рівень питомого електричного опору для забезпечення захищеності в умовах електричних дій. У цьому випадку метою методів захисту є запобігання фізико-хімічних процесів у бетоні, що викликаються електричним струмом. Найбільш поширеним методом є додавання до складу бетону гідрофобізуючих добавок, які кольматують пори та запобігають переміщенню іонів під дією різниці потенціалів.

Задачею даного дослідження було отримання бетонів з покращеними електроізоляційними властивостями при збереженні міцності матеріалу на заданому рівні. Для цього було досліджено міцність та питомий опір зразків бетону з додаванням бітумної емульсії у порівнянні з бездобавочним. Зразки розміром

10×10×10 см тверднули у нормальних умовах 28 діб з періодичним визначенням міцності за стандартною методикою та електричного опору за допомогою мультиметра. Найбільш суттєві результати наведено в таблиці.

Таблиця 1

Порівняльна характеристика зразків бетону

Склад зразків бетону	Міцність на стиск, МПа	Питомий електричний опір, кОм·см
Бетон бездобавочний у віці		
7 діб	11,2	3,4
14 діб	11,5	4,6
28 діб	18,2	5,8
Бетон з бітумною емульсією у віці		
7 діб	6,6	2,7
14 діб	7,5	6,1
28 діб	11,6	7,5

За даними таблиці можна зробити такі висновки. Заміна 50 % води для приготування бетонної суміші водною бітумною емульсією у 2,2 рази підвищує питомий електричний опір зразків на 28 добу твердіння. Уведення добавки дещо сповільнює набирання міцності аналогічно дії пластифікаторів та гідрофобізуючих добавок. Прискорення твердіння та підвищення міцності бетону з добавкою може бути досягнуто за рахунок використання тепловологої обробки бетону. Після проведення додаткових експериментів даний склад бетону може бути запропоновано для виготовлення підрейкових основ залізниць, трамвайних колій, метрополітену.

УДК 624.131

ДОСЛІДЖЕННЯ ВЛАСТИВОСТЕЙ ГРУНТОВМІСНИХ МАТЕРІАЛІВ З ВИКОРИСТАННЯМ ВІДХОДІВ ВИРОБНИЦТВА

STUDIES OF SOILCONTANED MATERIAL PROPERTIES WITH USING MANUFACTURE WASTE

д-р техн. наук Л.В. Трикоз¹, В.Ю. Савчук²

¹Український державний університет залізничного транспорту (м.Харків)

²Регіональна філія «Південна залізниця» ПАТ Урзалізниця (м. Харків)

L.V. Trykoz¹, DSc, V.Y. Savchuk²

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

²Public joint-stock company «Ukrzalznitsa» (Kharkiv)

Композиційні матеріали на основі ґрунтів можуть застосовуватися в усіх галузях будівництва. Найбільш перспективним є їх використання для улаштування основ під дорожні покриття, теплоізолюючих, морозозахисних, капіляронереривних шарів, для укріплення верхніх шарів земляного полотна залізниць, виробничих майданчиків тощо. При цьому, використання ґрунтів, оброблених

різними в'язучими, є тільки одним із можливих технічних рішень інженерних задач. Недоліком даних композицій є висока вартість, викликана високою витратою в'язучих – портландцементу, вапна та інших, для забезпечення необхідної міцності матеріалу, а також висока потреба в кондиційних мінеральних грунтах. Виходячи з економічних міркувань найбільше застосування в будівництві будуть мати композиційні матеріали на основі грунтів, в яких основну частину складають відходи, що мають навіть слабо виражені в'язучі властивості.

Металургійні шлаки є продуктом технологічних процесів, переробки, а також розпаду сталеплавильних і доменних шлаків. За хіміко-мінералогічним складом шлаки це складні магнезієво-кальцієві системи, що містять домішки різних сполук, у тому числі силікатів і оксидів заліза. Модуль основності металургійних шлаків України перевищує 1 і досягає в деяких випадках величини 3,4. Шлаки активно реагують з водою і розчиненими в ній компонентами з підвищенням величини показника рН і виходом в розчин деяких шлакоутворюючих елементів. Процес гідролізу йде до утворення на поверхні шлакових зерен плівки вторинних мінералів, найважливішими серед яких є карбонати і гідросилікати кальцію. З формуванням останніх пов'язана притаманна шлакам, переважно доменного виробництва, здатність до самоцементації (гідравлічна активність шлаків). Аналіз даних про будівельні властивості металургійних шлаків України й досвіду використання їх в промислових, дорожніх та інших будівельних об'єктах показав широкий діапазон можливостей застосування їх замість природних кам'яних і ґрунтових матеріалів, а також бетонних елементів конструкцій.

Однією із важливих властивостей, які описують механічні властивості ґрунтів, є їх деформованість. Процес деформування глинистих ґрунтів є досить складним. При невеликих значеннях зовнішніх тисків з достатньою для практики точністю залежність між деформаціями ϵ і напруженнями σ може прийматися лінійною з коефіцієнтом пропорційності, який називається модулем деформації E . Для встановлення залежності між модулем деформації та іншими фізичними властивостями були розглянуті результати лабораторних випробувань зразків глинистого ґрунту. Метою досліджень було встановлення взаємозв'язків між показниками деформаційних властивостей глинистих ґрунтів, отриманих при статичному навантаженні, та кількістю металургійного шлаку у складі композиційного матеріалу.

Для досягнення мети було досліджено залежність коефіцієнта стисливості ґрунту від вмісту в ньому шлаку, який змінювався від 15 до 50%. Всебічне стиснення зразка ґрунту здійснювалось в одометрі, що виключає можливість бічного розширення зразка ґрунту при його навантажуванні вертикальною силою. Циліндричний зразок розміщували в металевому кільці, що перешкоджає боковою деформації, а осьову деформацію оцінювали по осіданню торця зразка, до якого прикладається тиск через поршень приладу. Найбільш суттєві результати наведено в таблиці 1.

Отримані в лабораторії попередні результати дають підґрунтя припустити добру здатність ґрунтового композиційного матеріалу з додаванням шлаку зменшувати свою стисливість.

Значення коефіцієнта стисливості зразків композиційного матеріалу

Склад зразків композиційного матеріалу	Коефіцієнт стисливості m_0
Глина 100 %	0,12
Глина 50 % + шлак основний 15 %	0,1
Глина 50 % + шлак основний 35 %	0,07
Глина 50 % + шлак основний 50 %	0,05
Глина 50 % + шлак кислий 15 %	0,06
Глина 50 % + шлак кислий 35 %	0,045
Глина 50 % + шлак кислий 50 %	0,03

Це обумовлено збільшенням кількості коагуляційних контактів в одиниці об'єму ґрунту і збільшенням його щільності за рахунок більшого зближення високодисперсних частинок. Отримані результати також свідчать про вплив кислотно-лужної реакції середовища на кінцевий результат. У випадку більш лужного середовища (основний шлак) стисливість збільшується, що призводить до де-якого зниження деформативних характеристик ґрунтового матеріалу. Отже, для подальших досліджень найбільш прийнятним буде композиційний матеріал на основі ґрунту та кислого шлаку.

УДК 691.32

ВИСОКОДИСПЕРСНА КРЕЙДА ЯК ДОБАВКА ДЛЯ БЕТОНІВ

THE FINELY DISPERSED CHALK RESULT AS AN ADDITIVE OF CONCRETE

С.М. Чепурна¹, канд. тех. наук О.С. Борзяк²

¹*Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова*

²*Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

S. Chepurna¹, O. Borziak², PhD (Tech.)

¹*O.M. Beketov national university of urban economy in Kharkiv*

²*Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

Для виготовлення бетонів у сучасних умовах в якості наповнювачів використовують вапняк, мікрокремнезем, золу-унос, метакаолін та інші. В Україні крейда вважається некондиційною та обмежено використовується в будівництві через низьку міцність. Крейда – це порода зі змішаними структурними зв'язками, цементация якої обумовлена кристалізаційними зв'язками між часточками розміром від 0,05 до 0,005 мм тонкого органогенного і пелітоморфного кальциту. Часточки кальциту, на відміну від крейди, мають досить високу міцність, тому дисперговану крейду можна використовувати в якості мінерального наповнювача.

Частинки крейди погано розкладаються у воді, отже механізм наповнення характеризується фізичною взаємодією частинок наповнювача як між собою, так із частинками цементу. Розмір частинок крейди можна порівняти з розміра-

ми капілярів цементного каменю, тому значна частина об'єму капілярних пор може бути заповнена зернами кальциту, що підвищить щільність і знизить проникність цементного каменю. Це дозволить підвищити водонепроникненість, а також стійкість бетонів і розчинів до агресивного середовища.

Карбонат кальцію є хімічно активним по відношенню до цементу, а також бере участь у формуванні структурних зв'язків. Процес взаємодії карбонату кальцію з продуктами гідратації і складовими портландцементного клінкеру відбувається на поверхні зерен. Результатом цих процесів є утворення складних за складом кристалогідратів: гідрокарбоалюмінатів кальцію ($3\text{CaO}\times\text{Al}_2\text{O}_3\times\text{CaCO}_3\times 10\text{H}_2\text{O}$; $3\text{CaO}\times\text{Al}_2\text{O}_3\times n\text{CaCO}_3\times m\text{Ca}(\text{OH})_2$); гідроферитів кальцію ($3\text{CaO}\times\text{Fe}_2\text{O}_3\times\text{CaCO}_3$; $3\text{CaO}\times\text{Fe}_2\text{O}_3\times n\text{CaCO}_3\times m\text{Ca}(\text{OH})_2$) та подвійна сполука ($\text{Ca}(\text{OH})_2\times\text{CaCO}_3$). Крім цих речовин виникають важкорозчинні комплексні гідрокарбонати калію і натрію. Тобто відбувається хімічна та фізико-хімічна взаємодія.

Механізм формування структури бетону з високодисперсною крейдою в якості наповнювача – це синтез процесів хімічної, фізико-хімічної та фізико-механічної взаємодії.

Наведені результати експериментальних досліджень, які підтверджують, що додавання високодисперсної крейди в кількості до 20% значно підвищує водонепроникність та корозійну стійкість бетону.

УДК 691:697.132

КОМПЛЕКСНА СТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬНИХ КОМПЗИТИВ

COMPLEX RESISTANCE OF BUILDING COMPOSITES

В.В. Шевченко

Одеська державна академія будівництва та архітектури

V.V. Shevchenko

Odessa State Academy of Building and Architecture

Під комплексною стійкістю розуміється здатність матеріалу зберігати задані фізико-механічні властивості на протязі нормативного часу експлуатації під впливом температури та вологості. Ці фактори комплексно впливають на конструкцію. Ще створює передумови виникнення градієнтів вологісних і термічних деформацій по перерізу конструкцій. Можна припустити, що різні за своєю природою розвитку об'ємні деформації можуть привести до однакового результату - зниження стійкості матеріалу. Для підтвердження цього була визначена задача досліджень - вивчити вплив комплексного кліматичного впливу (нагрівання, охолодження, зволоження, заморожування, розморожування, висушування) на зміну основних властивостей цементного каменю.

Дослідження проводилися, на зразках цементного каменю розмірами 160×40×40 мм, витримані 28 діб нормального твердіння. Методика досліджень полягала в наступному. Частина зразків одного складу і терміну твердіння ок-

ремо находилась під дією нагрівання та охолодження, частина – зволоження та висихання, частина – заморожування та розморожування, частина під комплексною дією – нагрівання, охолодження, зволоження, заморожування, відтавання, висушування. Контролювали наступні властивості: - зміну маси; - швидкість проходження ультразвуку (v); - коефіцієнт пошкодження (K_p); - міцність на розтяг при згині (f_{ctk}); - міцність на стиск (f_{ck}); - глибину карбонізації; - коефіцієнти стійкості зразків K_{C2} ;

Проведені експериментальні дослідження підтвердили, що всі прийняті кліматичні умови ведуть до зміни структури цементного каменю, що відображається на зміні швидкості проходження ультразвуку та коефіцієнтів пошкодженості. В свою чергу зміна структурних параметрів викликає зміну міцнісних показників, спонукає зниженню коефіцієнтів стійкості.

Досліди показали, що під дією комплексних кліматичних впливів структурні зміни проходять більш інтенсивніше, що прискорило процеси зниження стійкості самого цементного каменю та втрати його захисних функцій по відношенню до арматури. Отримані результати свідчать, що оцінка довговічності матеріалів по нормованим циклам заморожування та розморожування недостатня для більш об'єктивної оцінки спроможності будівельних композитів протидіяти зовнішнім кліматичним впливам.

УДК 666: 519.8

СТРУКТУРНІ ЗМІНИ БЕТОНІВ ПРИ ПЕРІОДИЧНОМУ ЗВОЛОЖЕННІ ТА ВИСУШУВАННІ

TRANSFORMATIONS OF CONCRETE STRUCTURE AT PERIODIC WETTING AND DRYING

Н.Ф. Уразманова, В.Ю. Тофанило

Одеська державна академія будівництва і архітектури

N.F. Urazmanova, V.Yu. Tofanilo

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Протягом всього періоду експлуатації конструкцій споруд залізничного транспорту матеріал, з якого вони виготовлені, вимушений пристосовуватися до дії зовнішніх факторів шляхом спонтанних структурних змін. Відповідні перетворення структури матеріалу зумовлюють можливість прояву ефектів адаптації при активній ролі початкових тріщин та поверхонь розділу як елементів, що здатні адекватно змінювати власні параметри. Це дозволяє протистояти руйнуванню матеріалу та конструкції під впливом навколишнього середовища, найбільш небезпечними з яких можна вважати багатократні цикли попереминого зволоження та висушування. Своєчасна реалізація структурних змін матеріалу залежить від різноманітності характеристик активних елементів, які, у свою чергу, визначаються параметрами макроструктури. При будь-якому складі бетону, в об'ємі матричної складової заповнювачі утворюють своєрідні структур-

ні чарунки різних форм та властивостей, що зумовлює геометричні відмінності технологічних тріщин в локальних зонах структури матеріалу на макрорівні. Шляхом спрямованої зміни макроструктурних параметрів можна одержувати заданий набір тріщин, який забезпечить проектну стійкість бетону в умовах періодичних зовнішніх впливів. Це було підтверджено результатами експериментальних досліджень з визначення зміни початкової пошкодженості бетону при циклічному зволоженні та висушуванні.

Досліди проводилися на моделях структурних чарунок, що відрізнялися формою і співвідношенням сил зв'язків на границях розділу між матричним матеріалом (цементною складовою) і заповнювачем. Пошкодженість матеріалу чарунок початковими дефектами оцінювали як відношення сумарної кількості тріщин і внутрішніх поверхонь розділу до площі зони поверхні, на якій вони проявилися. Визначено, що відмінність значень коефіцієнта пошкодженості зразків, які піддавали поперемінному зволоженню і висушуванню протягом 6 циклів, склало від 10% до 57% залежно від характеристик чарунок. Зразки, в яких структурні перетворення (зміна параметрів тріщин) протікали без різких перепадів від циклу до циклу, показали найбільшу стійкість до руйнування.

Враховуючи, що бетони промислових складів включають весь можливий набір чарунок на макрорівні, що забезпечує перерозподіл реакцій структури для підтримки її стабільності, слід визнати актуальними дослідження в напрямку виявлення факторів керування структурною різноманітністю матеріалу для підвищення строку функціонування будівельних виробів і конструкцій, зокрема в умовах, притаманних експлуатації будівель і споруд залізничного транспорту.

УДК 691(075.3)

ЕФЕКТИВНІСТЬ ДИСПЕРСНОГО АРМУВАННЯ ВИСОКОМІЦНОГО ДРІБНОЗЕРНИСТОГО БЕТОНУ

EFFICIENCY OF DISPERSED REINFORCEMENT OF FINE-GRAINED HIGH-STRENGTH CONCRETE

*д-р техн. наук Л.Й. Дворкін,
канд. техн. наук О.М. Бордюженко, Т.В. Ковальчук
Національний університет водного господарства та природокористування, (м. Рівне)*

*L. Dvorkin, DSc, O. Bordiuzhenko, PhD (Tech.), T. Kovalchuk
National University of Water and Environmental Engineering (Rivne)*

Сталефібробетони ефективно застосовувати в залізобетонних конструкціях для підвищення їх тріщиностійкості, в тонкостінних конструкціях, в спорудах, що працюють на динамічні навантаження.

До недавнього часу застосовувались переважно сталефібробетони звичайних класів (до В50...В60), і лише в останні роки з'явилися дослідження по високоміцних сталефібробетонах (класи за міцністю понад В60), що призвело до їх широкого використання, зокрема у висотному будівництві. На практиці зви-

чайно достатнім є отримання "помірно" високоміцних бетонів (80...100 МПа), які при достатніх для більшості задач характеристиках, є економічно ефективними а також володіють відносно високою ранньою міцністю, що дозволяє суттєво розширити сферу їх використання.

Метою дослідження було встановлення впливу параметрів складу при застосуванні різних поширених на ринку України видів сталюї фібри на можливість отримання високоміцного сталевібробетону з високою ранньою міцністю та відносно невеликими витратами цементу та фібри.

В дослідженнях використовували наступні види фібри: хвиляста (Ф1), анкерна із загнутими кінцями (Ф2), анкерна із сплющеними кінцями (Ф3), анкерна із загнутими кінцями (Ф4), прямолінійна фібра з анкерами у вигляді конусів (Ф5). Довжина фібри знаходилась в межах від 40 до 60 мм, діаметр 1 мм.

В якості бетонної матриці використовували дрібнозернистий бетон із застосуванням в якості заповнювача фракційної суміші – 0,16...2 мм (кварцовий пісок) та 2...5 мм (гранітний щебінь). Використовували цемент ПЦ-І М500 ПАТ «Волинь-цемент» а також добавку суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux 2651f. Витрата фібри складала 40 кг/м³ ($\mu = 0,5\%$), що дозволяло отримувати високорухомі (Р3-Р4) суміші, що не мали схильності до розшарування. Сталевібробетонні зразки виготовлялися на сумішах з В/Ц = 0,35 та при витраті цементу 500 кг/м³.

Проведені дослідження показали, що найвищі значення міцності як при стиску і, особливо, при згині досягаються при використанні фібри хвилястого профілю Ф1. Це, очевидно, можна пояснити збільшеною поверхнею зчеплення такої фібри з розчином у порівнянні із анкерними видами фібри (рис. 1).

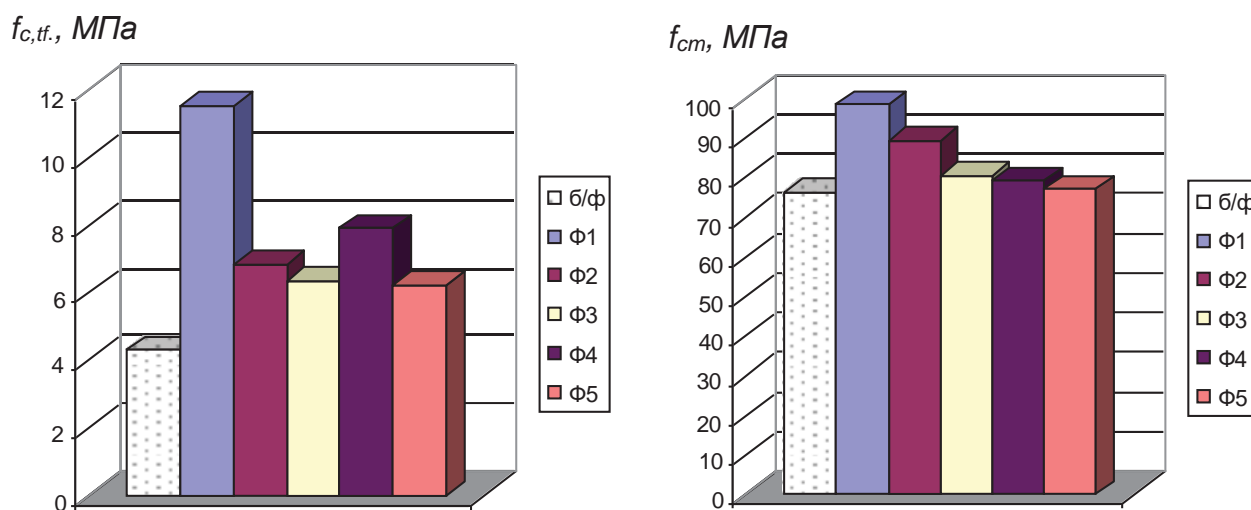


Рис. 1. Вплив виду фібри на значення міцності на розтяг при згині ($f_{c,tf}$) та стиску (f_{cm}) дрібнозернистого сталевібробетону у віці 28 діб
* б/ф – без фібри

Розглядаючи кінетику зростання міцності дрібнозернистих сталевібробетонів у часі, можна відзначити, що її значення у віці 1 доба складає 50...60% від 28-добового значення, а у віці 7 діб – близько 80%. Такі результати дозволяють віднести отримані фібробетони до швидкотверднучих.

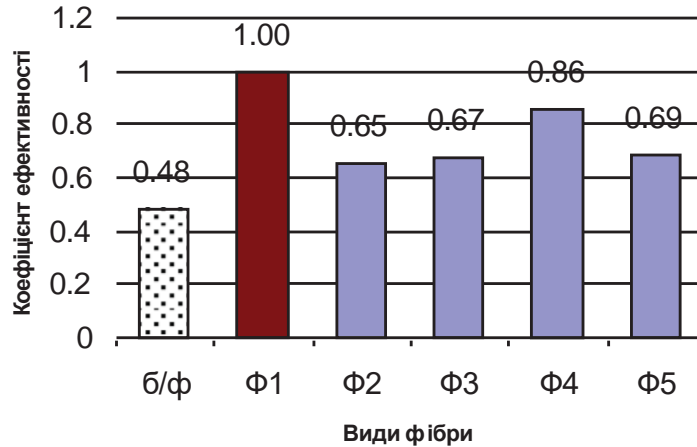


Рис. 2. Значення коефіцієнта ефективності дисперсного армування при використанні різних видів фібри

Очевидно, основний ефект від дисперсного армування бетонів проявляється у збільшенні співвідношення $f_{c,tf} / f_{cm}$. Це можна явно прослідкувати з рис. 2, на якому відображені коефіцієнти ефективності дисперсного армування різними видами фібри для дрібнозернистого бетону.

За одиницю прийняте співвідношення $f_{c,tf} / f_{cm}$ для дрібнозернистого фібробетону з використанням фібри Ф1. Для всіх видів фібри коефіцієнт ефективності є суттєво більшим ніж для бетону, не армованого фіброю.

Таким чином, встановлено, що фібра хвилястого профілю є найбільш ефективною серед досліджених в плані збільшення міцності сталевібробетонів (особливо на розтяг при згині). Коефіцієнт ефективності дисперсного армування такого виду фібри більший відносно інших розглянутих видів на 15..30%. Проведені дослідження показали можливість одержання дрібнозернистих сталевібробетонів із порівняно невисокими витратами цементу та фібри ($\mu = 0,5\%$), що мають високі значення міцності на стиск (до 100 МПа) та міцності на розтяг при згині (до 12 МПа).

УДК 691:519.24

ОБ ИЗОПАРАМЕТРИЧЕСКОМ АНАЛИЗЕ СВОЙСТВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОМПОЗИТОВ

ON ISOPARAMETRIC ANALYSIS OF THE PROPERTIES OF BUILDING COMPOSITES

*д-р техн. наук Т.В. Ляшенко, канд. техн. наук А.Д. Довгань
Одесская государственная академия строительства и архитектуры*

*T.V. Lyashenko, DSc, A.D. Dovgan, PhD (Tech.)
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

В задачах строительного материаловедения часто возникает необходимость исследовать изменения структурно-механических и эксплуатационных характе-

ристик композитов и других критериев под влиянием рецептурно-технологических (РТ) факторов $\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_k)$ в условиях, когда они должны обеспечить неизменный уровень одного из Y (некоторого базового свойства B). Приходится сравнивать свойства бетонов и других материалов, изготовленных из смесей одинаковой «удобообрабатываемости», теплофизические и другие свойства материалов равной плотности. В зависимости от целей исследования, это могут быть «изореологические» или «изопрочностные», «изоресурсные» и т.п. *изопараметрические* (ИП) условия. Экспериментальный подбор разных составов и режимов, обеспечивающих один и тот же уровень базового свойства, трудоемок, иногда практически неосуществим; например, в случае «равностойких» композитов или с равной долей пор в определенном диапазоне размеров. Поэтому В.А. Вознесенский (1981) предложил *изопараметрический анализ* (ИПА), на основе экспериментально-статистических (ЭС) моделей. Описанные ими зависимости свойств от РТ-факторов анализируются в условиях (1) фиксированного уровня одного из свойств.

$$B(\mathbf{x}) = \text{const} = B_{is} \quad (1)$$

Использование в ИПА комплекса ЭС-моделей $Y(\mathbf{x})$, включая $B(\mathbf{x})$, позволило многократно снизить объем опытных работ и получить принципиально новую информацию о материалах в исследованиях полимерных связующих, ячеистых и мелкозернистых бетонов. Однако графоаналитическая реализация этого полезного метода была недостаточно простой и удобной.

Иной подход к ИП-анализу сформирован в рамках методологии РТ-полей свойств – анализ Y проводится на поверхности равного потенциала поля одного из них. Достижимые за счет изменения \mathbf{x} ИП-условия соответствуют движению по поверхности (1). В случае двумерной области полей (Ω_x) – это движение вдоль изолинии; уровни других Y определяются (по ЭС-моделям) вдоль соответствующей траектории в Ω_x . Осуществляется ИП-анализ по результатам вычислительного эксперимента (ВЭ). Использование вместе с ЭС-моделями метода Монте-Карло избавляет ИПА от сложных процедур движения равными шагами по изолинии поля, а также приближает результаты компьютерного эксперимента к реальным результатам. Для демонстрации возможностей такого ВЭ используются данные о свойствах 15 наполненных карбамидных композиций, полученные в спланированном натурном трехфакторном эксперименте. В работе рассматриваются «изовязкие» композиции с уровнем $\eta_{is} = 45$ Па·с, который соответствует середине требуемого технологией диапазона $30 \leq \eta_{is} \leq 60$ Па·с.

Испытание в ВЭ для ИПА проводится в области Ω_x двух факторов (как правило), формирующих локальное поле (в примере – нормализованные к $|x_1| \leq 1$ доли в наполнителе карбида кремния x_2 и крупных зерен андезита x_3), при фиксированных уровнях остальных факторов (x_1 – степени наполнения). Алгоритм статистического испытания следующий. **1.** Определяются границы доверительного коридора $B_{is,\alpha}(\mathbf{x})$, которые задаются ошибкой экспериментального определения B и квантилем t -распределения при риске α и зависят от \mathbf{x} через функцию дисперсии предсказания. **2.** В Ω_x генерируются n равномерно распределенных точек (составов наполнителя); для анализа остаются те n_{is} точек \mathbf{x}_{is} , значения B в

которых, рассчитанные по модели $B(\mathbf{x})$, попадают в границы $B_{is,\alpha}(\mathbf{x})$, определяя таким образом *изопараметрический коридор* Ω_{is} (генерировано 1600 точек, из которых в ИП-коридоре осталось 123). 3. К рассчитанным по моделям в точках \mathbf{x}_{is} уровням полей других Y (в примере износостойкость A и прочность R) добавляются генерированные с учетом ошибок моделей нормально распределенные ошибки. 4. Визуализация результатов статистического испытания (коридоров уровней B и Y и обеспечивающих их значений факторов) осуществляется разверткой либо вдоль изолинии (1) из некоторого фокуса, либо вдоль осей факторов. Как видно на рисунке, с увеличением содержания карбида кремния (x_2) постоянную вязкость около 45 Па·с обеспечивает нелинейное увеличение количества крупных зерен андезита (x_3). 5. Численно охарактеризовать изменения Y в ИП-коридоре позволяют обобщающие показатели (G – максимумы, перепады и т.д.). Их можно оценить по результатам многократных испытаний или по «несущей» функции (вдоль оси ИП-развертки). Как видно на рисунке, максимум A изовязких смесей обеспечивается при повышенных дозировках в наполнителе карбида кремния и крупного андезита; минимум – при отсутствии карбида кремния и минимальном количестве крупных зерен андезита ($x_2 = x_3 = -1$). Оценки G РТ-полей Y в Ω_{is} при разных значениях (по плану ВЭ) остальных изменяющих локальные поля факторов \mathbf{x}_{ch} , позволяют получить вторичные модели – $G(\mathbf{x}_{ch})$.

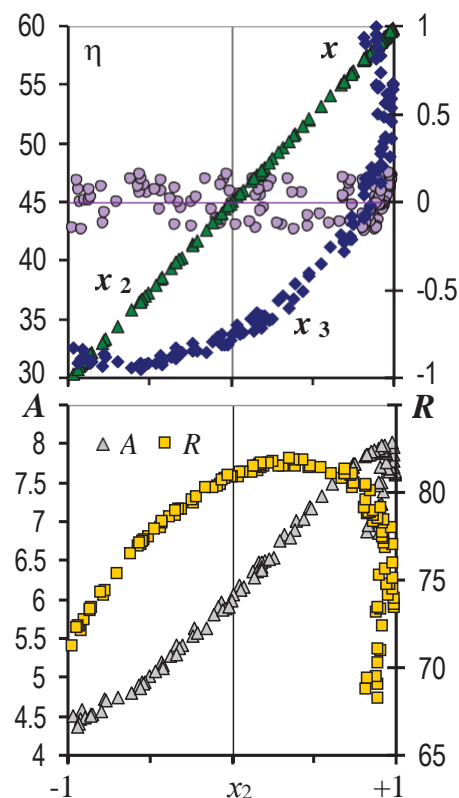


Рис. 1. Результаты трехфакторного эксперимента

Подобная информация недоступна непосредственно в реальном эксперименте. ИП-анализ, как инструмент компьютерного материаловедения, позволяет с помощью виртуальных экспериментов извлечь из натуральных данных новое знание, необходимое для выработки технологических решений.

**ВПЛИВ МІСЦЕВОГО ЗАМОРОЖУВАННЯ НА СТІЙКІСТЬ
БУДІВЕЛЬНИХ КОМПОЗИТІВ**

**EFFECTS OF LOCAL FREEZING ON THE STABILITY IN
COMPOSITE CONSTRUCTIONS**

О.М. Непомящий

Одеська державна академія будівництва та архітектури

А.М. Непомышчий

Odessa State Academy of Building and Architecture

Протягом року будівельні композити проходять більш ніж 100 циклів заморожування-відтаювання та 120-ти циклів зволоження-висихання. Циклічні зміни вологості та температури ведуть до виникнення та розвитку об'ємних деформацій. На більшість конструкції діє односторонній зовнішній вплив що веде до нерівномірного розподілу деформацій і виникненню «деформаційної хвилі» в об'ємі виробу. Повторювана «деформаційна хвиля» може привести до структурних змін, які в свою чергу можуть викликати зниження стійкості матеріалу. Тому була поставлена задача – проаналізувати характер змін основних властивостей при односторонньому заморожуванні та відтаюванні зразків з цементного каменю.

Досліди проводили на стандартних зразках-балочках, виготовлених з цементного каменю. Одностороннє заморожування при $T=-20^{\circ}\text{C}$ проводили шляхом термоізоляції половини зразка. Контролювали міцність при стиску (f_{ck}) та розтяг при згині (f_{ctk}), зміну швидкості проходження ультразвуку (v), зміну водопоглинення (W), зміну коефіцієнта пошкодженості ($K_{п}$), зміну маси (Δm) через кожні 5-ть циклів. Зразки що були під впливом об'ємного заморожування-розморожування знизили свої характеристики в порівнянні з контрольними зразками: f_{ck} на 34,6%, W на 8,2%, Δm на 4,3% v на 60%, та збільшення $K_{п}$ на 0,28%. Зразки що були під впливом місцевого заморожування-відтавання знизили свої характеристики в порівнянні з контрольними зразками: f_{ck} на 10,4%, W на 10,7%, Δm на 2,2%, v на 43%, та збільшення $K_{п}$ на 0,2%.

Таким чином, як показали досліди, при односторонньому заморожуванні та розморожуванні структурні зміни цементного каменю та зміна його властивостей відбуваються більш повільно ніж при об'ємній дії від'ємних температур. Подальші дослідження дадуть змогу більш об'єктивно оцінити морозостійкість матеріалу конструкцій, які експлуатуються в умовах односторонньої (місцевої) періодичної дії від'ємних температур.

ВПЛИВ ПІДВИЩЕНИХ ТЕМПЕРАТУР НА МІЦНІСТЬ ШВИДКОТВЕРДНУЧИХ БЕТОНІВ, ЩО МІСТЯТЬ УЛЬТРАДИСПЕРСНІ МІНЕРАЛЬНІ ДОБАВКИ

THE INFLUENCE OF ELEVATED TEMPERATURES ON THE STRENGTH OF RAPID HARDENING CONCRETES CONTAINING ULTRAFINE MINERAL ADDITIVES

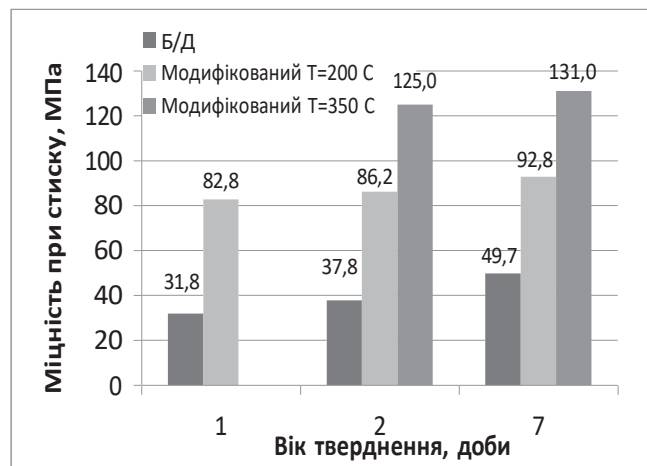
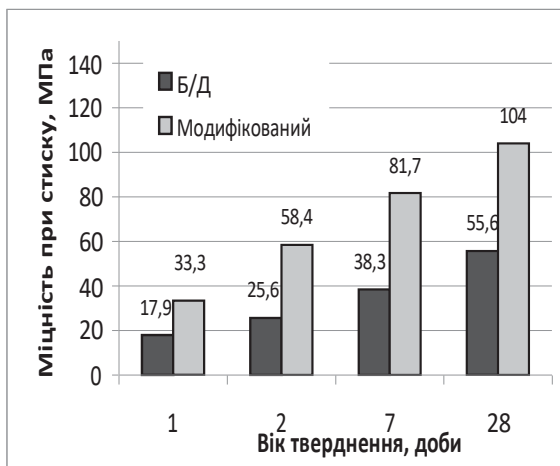
*д-р техн. наук М.А. Саницький, канд. техн. наук У.Д. Марущак, Ю.В. Олевич
Національний університет «Львівська політехніка» (м. Львів)*

*M.A. Sanytsky, DSc., U.D. Marushchak, PhD (Tech.), Y.V. Olevych
Lviv Polytechnic National University (Lviv)*

Вирішення проблеми підвищення надійності будівель та споруд, стійких в умовах тепловогневого впливу та дії високих температур, забезпечує їх безпечну експлуатацію. В значній мірі це досягається шляхом розроблення і впровадження вогнестійких високоміцних будівельних композитів. Для таких бетонів часто встановлюються вимоги щодо підвищеної швидкості набору міцності, що дозволяє швидкими темпами проводити ремонтні та відновлювальні роботи, споруджувати та вводити в експлуатацію захисні конструкції закритих фортифікаційних споруд з високим опором до різних видів силових впливів, в т.ч. ударних і термовогневих. Одержання бетонів з регламентованими будівельно-технічними властивостями, а також термічною стабільністю передбачає направлене керування та контроль процесами раннього структуроутворення, а також формування структури цементної матриці шляхом комплексного модифікування суперпластифікаторами нової генерації та ультрадисперсними мінеральними добавками.

Для приготування швидкотверднучих дрібнозернистих бетонів використовували портландцемент ПЦ І-500 Р ПАТ «Івано-Франківськцемент». Співвідношення заповнювачів (пісок Жовківського родовища та щебвідсів фракції 2-5 мм) оптимізовано за критерієм пустотності. Як модифікатори властивостей дрібнозернистого бетону використано добавку-пластифікатор полікарбосилатного типу Glenium ACE 430, а також ультрадисперсні мінеральні добавки – метакаолін і мікрокремнезем.

Використання комплексного модифікатора у складі дрібнозернистого бетону забезпечило значний водоредукуючий ефект $\Delta V/C=32\%$ при забезпеченні високої рухливості суміші ($R_K=180$ мм), визначеної згідно з ДСТУ Б В 2.7-187:2009. Міцність дрібнозернистого бетону з ультрадисперсними добавками через 1 та 2 доби в 1,9 та в 2,3 рази відповідно перевищує міцність бетону без добавок (рис. 1, а). За показником питомої міцності $R_{ct2}/R_{ct28} = 56,2 \%$ модифікований дрібнозернистий бетон відноситься до швидкотверднучих, а за міцністю через 28 діб $R_{ct28}=104$ МПа – до високоміцних.



а
б
Рис. 1. Міцність дрібнозернистих бетонів в нормальних умовах (а) та після нагрівання (б)

Міцність дрібнозернистих бетонів після нагрівання до 200°C та 350°C визначали в проектному віці (через 7 діб тверднення в нормальних умовах) та в проміжному віці (через 1 та 2 доби) згідно з ДСТУ Б В 2.7-249-2011. Ультрадисперсні мінеральні добавки характеризуються підвищеним запасом поверхневої енергії і забезпечують швидке зв'язування гідроксиду кальцію в гідросилікати та гідроалюмінати в нормальних умовах тверднення, в результаті чого структура цементного каменю ущільнюється, а міцність бетону зростає. В умовах підвищених температур створюється високотемпературне автоклавне середовище, що сприяє підвищенню ступеня гідратації портландцементу та зростанню міцності на стиск досліджуваних композитів. Так, міцність дрібнозернистого бетону з ультрадисперсними добавками, що тверднув 1 добу в нормальних умовах, після нагрівання до 200°C зростає в 2,6 рази порівняно з бетоном без добавок (рис. 1, б). Приріст міцності модифікованого бетону у віці 2-х діб після нагрівання до 200 °C складає 47,6%, а у віці 7 діб – 13,5%. При нагріванні до 350 °C міцність модифікованого бетону, що тверднув 2 та 7 діб у нормальних умовах, суттєво зростає і становить відповідно 125,0 та 131,0 МПа.

Бетони, модифіковані ультрадисперсними мінеральними добавками, за рахунок підвищення щільності цементного каменю, прискорення процесу гідратації та пуцоланової реакції характеризуються високою ранньою і стандартною міцністю; при дії підвищених температур їх міцність додатково зростає на 20–30%, що дозволяє використовувати розроблені композити для інженерних споруд та будівель, які можуть зазнавати термовогневого впливу.

ТЕМПЕРАТУРНЫЙ ФАКТОР ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ УЛЬТРАЗВУКА ВЫСОКОЙ МОЩНОСТИ НА ПРОЦЕСС ГИДРАТАЦИИ СТРОИТЕЛЬНОГО ГИПСА

TEMPERATURE FACTOR UNDER THE INFLUENCE OF HIGH POWER ULTRASOUND TO GYPSUM HYDRATION PROCESS

М. Эрхардт¹, д-р-инж. О. Мандрикова², д-р-инж. Х.-Б. Фишер¹

¹Веймарский архитектурно-строительный университет (Германия)

²ФранкенМаксит (Азендорф, Германия)

M. Ehrhardt¹, O. Mandrikova²; Dr.-Ing., H.-B. Fischer¹, Dr.-Ing.

¹Bauhaus-Universität Weimar, FIB (Germany)

²Franken Maxit(Azendorf, Germany)

Введение. Вяжущие на основе сульфата кальция должны обладать различными характеристиками в соответствии с технологическими и экономическими требованиями. Скорости гидратации и упрочнения в значительной степени зависят от реакционной способности вяжущего. В основном, реакционная способность - это результат условий обезвоживания природного гипса (фазовый состав и дефекты кристаллической решетки), условий помола (тонкость) и условий хранения (старение). Кроме того, на это влияют условия его формирования, а также тип и количество содержащихся в них примесей. Другими важными факторами являются интенсивность перемешивания и изменение температуры. Для регулирования процессов переработки от нескольких минут до нескольких часов и упрочнения вяжущих на основе сульфата кальция часто применяют различные виды добавок [1]. Влияние температуры на растворимость различных фаз сульфата кальция показано на рис. 1.

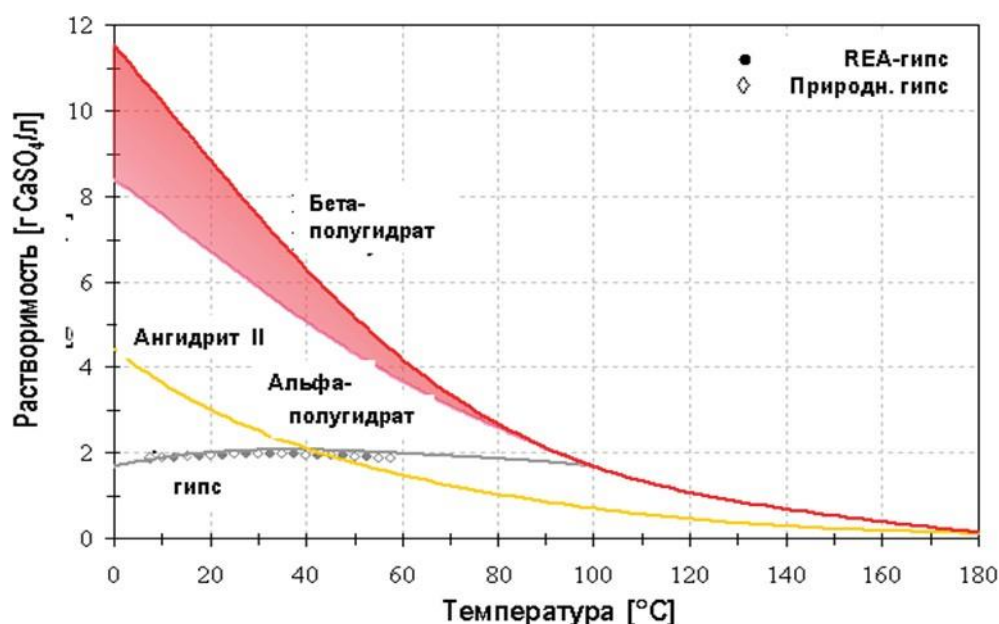


Рис. 1. Растворимость фаз сульфата кальция из [2]

Растворимость фаз сульфата кальция, способных к гидратации, уменьшается с повышением температуры, что понижает степень пересыщения и, таким образом, отрицательно влияет на скорость гидратационного процесса. Но с другой стороны известно, что повышение температуры обычно ускоряет химическую реакцию. Целью настоящей работы является определение доминирующего фактора.

Результаты исследования

Измерение электропроводности (рис. 2) показывает в первые минуты реагирования строительного гипса с водой ожидаемый результат, а именно, повышенную растворимость при низких температурах (это обусловлено практически линейной зависимостью электропроводности от количества ионов сульфата кальция в этих условиях) [3-5]. После достижения максимума наступает индукционный период, где происходит образование и стабилизация кристаллических зародышей. Удивительно, что его продолжительность сокращается с уменьшением степени насыщения (т.е. с повышением температуры). Последующее понижение электропроводности связано с образованием менее растворимого дигидрата из полугидрата. Очевидно, что этот процесс при 30°C заканчивается раньше по сравнению с другими приводимыми температурами (рис. 2). Таким образом, можно сделать вывод, что спустя некоторое время, температурный фактор химической реакции настолько положительно влияет на гидратационный процесс, что он не только компенсирует первоначальную пониженную растворимость, но даже даст суммарный ускоряющий эффект.

Известно, что с помощью ультразвука высокой мощности (PUS) можно ускорить процесс гидратации вяжущих на основе сульфата кальция [7-9]. Обработка суспензии из строительного гипса ультразвуком высокой мощности (PUS) приводит к изменению в процессах растворения и гидратации. Эта обработка также вызывает повышение температуры системы (см. рис. 3).

При сравнении результатов кондуктометрического описания гидратации строительного гипса без и с ультразвуковым воздействием очевидно, что кривые электропроводности имеют схожий характер. То есть повышение температуры суспензии приводит к первоначальному понижению электропроводности. При этом снова имеет место сокращение индукционного периода (стабилизация зародышеобразования), а сам процесс гидратации также ускоряется с усилением мощности ультразвука (т.е. повышением температуры суспензии).

Однако есть и отличие в первые секунды воздействия ультразвука высокой мощности (PUS), когда суспензии, подвергаемые ультразвуковой обработке, не успевают нагреваться, и поэтому достигается сразу максимум электропроводности (максимальное пересыщение). Примерно после одной минуты воздействия ультразвука высокой мощности суспензии нагреваются до максимального значения, и, соответственно, с уменьшением растворимости снижается электропроводность.

С чем же связано это отличие? Известно, что в частицах вяжущего во время помола и обжига образуются механические дефекты (трещины). Кроме того, частицы очень склонны к агломерации, а волны ультразвука в суспензиях приводят к диспергированию и к распаду (разрушению) частиц [10].

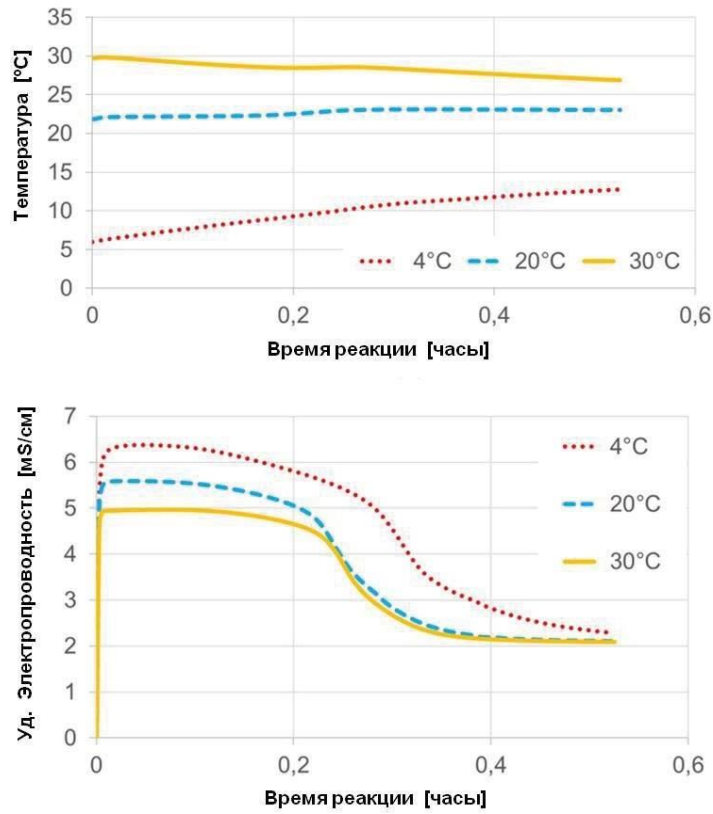


Рис. 2. Кондуктометрическое описание процесса гидратации строительного гипса в суспензиях (ж/тв = 20) при разных температурах

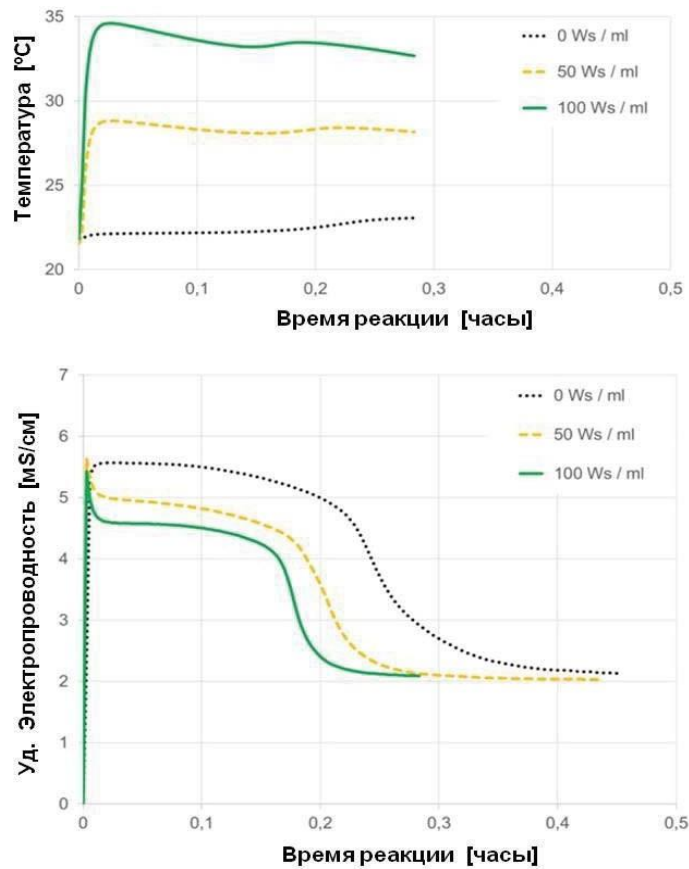


Рис. 3. Кондуктометрическое описание процесса гидратации строительного гипса в суспензиях (ж/тв = 20) при воздействии ультразвука высокой мощности (PUS)

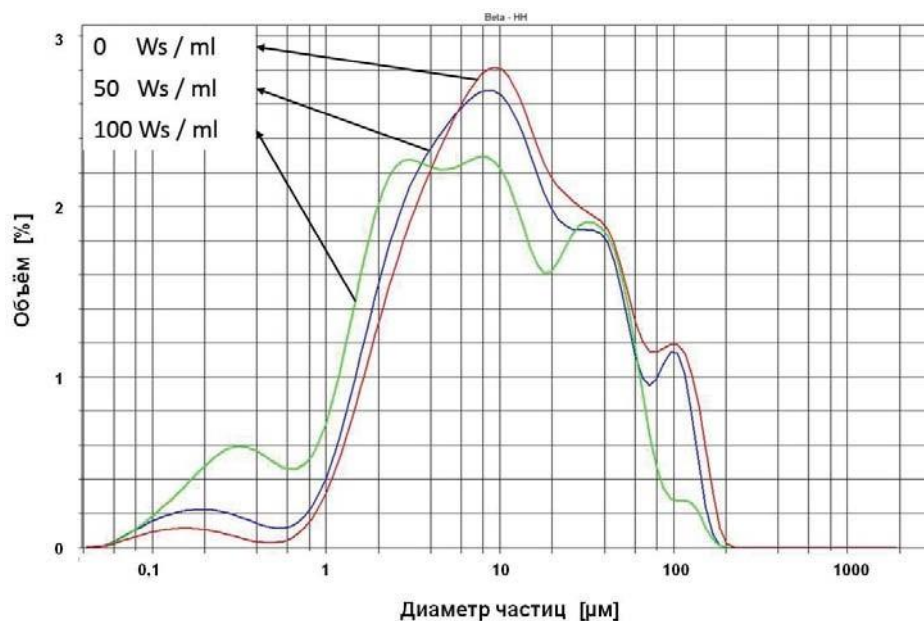


Рис. 4. Гранулометрическое распределение частиц строительного гипса без и с обработкой ультразвуком высокой мощности (PUS)

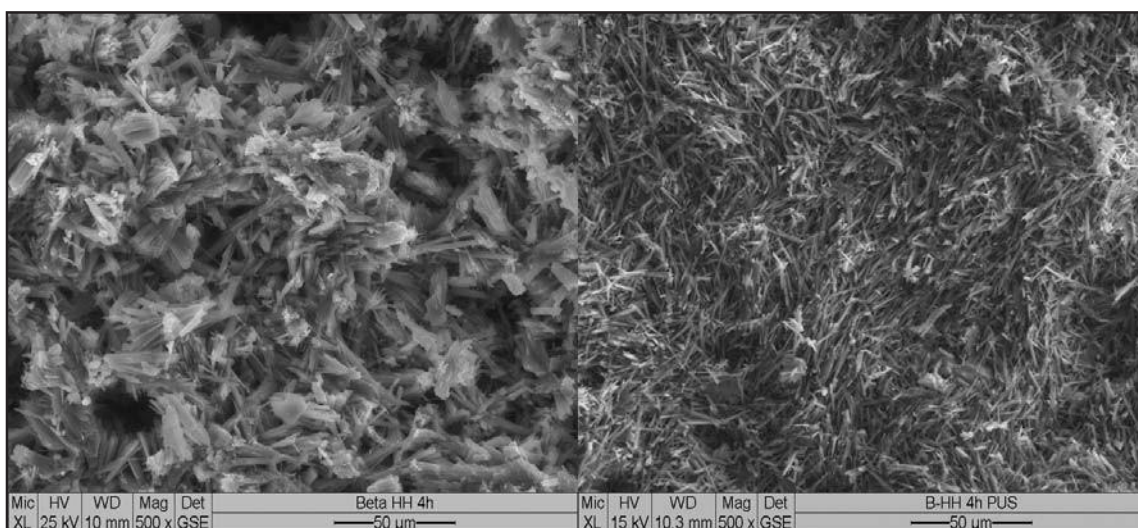


Рис. 5. Сравнение структур гипсового камня: слева - без воздействия ультразвука, справа - с воздействием ультразвука высокой мощности (50 Вт×с/мл)

На рисунке 4 показано, что с повышением мощности ультразвука действительно значительно увеличивается доля сверхтонких частиц (меньше 1 µm). Именно большим количеством малых частиц и повышенным их растворением обусловлено высокое значение электропроводности в первые секунды обработки ультразвуком высокой мощности (PUS).

На рисунке 5 показан результат влияния ультразвука высокой мощности на формирование микроструктуры гипсового камня. Ускоренный процесс гидратации приводит, как ожидалось, к образованию более мелких кристаллов. Структура выглядит более плотной. Определение твёрдости по Бринелю различных образцов доказало, что мелкокристаллическая и уплотнённая структура гипсового камня обуславливает повышение поверхностной твёрдости.

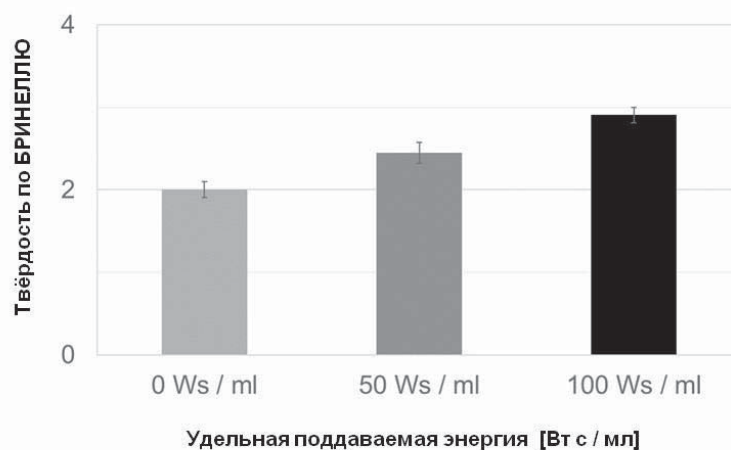


Рис. 6. Поверхностная твёрдость образцов, полученных из строительного гипса без и с обработкой ультразвуком высокой мощности (PUS)

Выводы. Подвод энергии с помощью ультразвука высокой мощности (PUS) приводит к значительному увеличению скорости растворения и ускорению гидратации вяжущего. Причинами для этого являются увеличение реакционной поверхности в начальные моменты из-за десагрегирования и распада частиц вяжущего и ускорение химической реакции за счёт повышения температуры в системе. Пониженная растворимость полугидрата с повышением температуры реакции не оказывает значительного влияния на процесс гидратации.

В результате воздействия ультразвука высокой мощности (PUS) формируется плотная структура гипсового камня, состоящая из мелких кристаллов. Его поверхностная прочность превышает прочность необработанных образцов примерно в 1,2 ... 1,4 раза.

- [1] Müller, M.; Fischer, H.-B.; Hummel, H.-U.; Scheller, L. Acceleration of the setting of hemihydrates plaster with calcium sulfate dehydrate (Zur Abbindebeschleunigung von Stuckgips durch Calciumsulfatdihydrat) In: ZKG - INTERNATIONAL. – 62 (2009) 3. – S. 54 – 62
- [2] Müller, M. Die Abbindebeschleunigung von Stuckgips durch Calciumsulfatdihydrat Dissertation. – Bauhaus-Universität Weimar, 2007. – 128 S.
- [3] Fischer, H.-B. Zum Einfluss chemischer Zusätze auf die Hydratation von Branntgips - Konduktometrische Untersuchungen Dissertation. – Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, 1992. – 130 S.
- [4] Fischer, H.-B. Ursachen des Leitfähigkeitsabfalls während der Hydratation von Gipsmischungen, ZKG - INTERNATIONAL. - 47 (1994) 5. - S. 288 – 292
- [5] М. Мюллер, Х.-Б. Фишер: Кондуктометрическое описание процессов взаимодействия сульфатов кальция с водой (Konduktometrische Beschreibung der Prozesse beim Kontakt von Calciumsulfaten mit Wasser) Kraskovo, 2005. – In: Гипс, его исследование и применение. – S. 63 - 70
- [6] Klemm, N. Hydratationsverzögerung infolge PCE-Fließmittelverwendung bei gealterten Calciumsulfatbindemitteln und Kompensation durch Power-Ultraschall M.Sc.-Arbeit. – Bauhaus-Universität Weimar, 2014. – 124 S.
- [7] Ehrhardt, M. Auswahl geeigneter Methoden zur Charakterisierung der Hydratationsbeeinflussung von Power-Ultraschall auf Calciumsulfatbindemitteln M.Sc.-Arbeit. – Bauhaus-Universität Weimar, 2015. – 97 S.
- [8] Riechert, Chr.; Nowak, S.; Burjanov, A.; Fischer, H.-B. Auswirkungen von Power-Ultraschall (PUS) auf die Hydratation von Gipsbindemitteln In: 2. Weimarer Gipstagung. – Weimar, 2014. – ISBN 978-3-00-045359-5 (490 S.). – S. 483 – 490
- [9] Х.-Б. Фишер, Х. Рихерт, С. Новак, А. Бурьянов Кондуктометрическое описание воздействия ультразвука высокой мощности (PUS) на суспензии сульфатов кальция In: материалы VII. Международной научно-практической конференции «Повышение эффективности производства и применения гипсовых материалов и изделий». – Н. Новгород, 2014. – ISBN: 5-93536-084-5. – S. 205 – 213
- [10] Abdussaljamov; B. Untersuchungen zur hygro-mechanischen Stabilität von kristallinem Calciumsulfat-Halbhydrat Weimar, 2003. – Bauhaus-Universität Weimar, Diss. – 157 S.

Секція
БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ, БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ

УДК 539.3/.5:620.178.7

МОДЕЛЮВАННЯ УДАРНОГО ПОШКОДЖЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ
ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД З ВИКОРИСТАННЯМ ІМОВІРНІСНОГО
ПІДХОДУ

MODELING OF IMPACT DAMAGE TO COMPONENTS OF
ENGINEERING STRUCTURES USING THE PROBABILISTIC APPROACH

д-р техн. наук В.В. Астанін, канд. техн. наук Г.О. Щегель
Національний авіаційний університет (м. Київ)

V.V. Astanin, Dr. Sci. Eng., G.O. Shchegel, PhD (Tech.)
National Aviation University (Kyiv)

Для моделювання ударного пошкодження компонентів інженерних споруд набули поширення феноменологічні моделі Мізеса, Хілла, Джонсона-Кука, Престона-Тонкса-Валласа, Цая-Бу, Ямада-Сана, Хашина, Пука та ін. [1]. Актуальною проблемою є розробка фізичної моделі матеріалу, заснованої на розгляді основоположних для прояву механічної міцності коливань часток матеріалу, що супроводжуються розривами і відновленням зв'язків між ними на нано- і мікрорівні.

Для вирішення вказаної проблеми пропонується застосування імовірнісного підходу, суть якого пояснюється наступним. Як відомо, зміни напружено-деформованого стану (НДС) розповсюджуються у матеріалі у вигляді пружних хвиль. Скалярний ξ та векторний ζ потенціали, що входять відповідно до безвихрової та еквіволюміальної складових вектора переміщень $\bar{u} = \text{grad}(\xi) + \text{rot}(\zeta)$, задовольняють систему незалежних хвильових рівнянь:

$$\begin{cases} (\lambda + 2 \cdot \mu) \cdot \Delta \xi - \rho \cdot \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} = 0, \\ \mu \cdot \Delta \zeta - \rho \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} = 0 \end{cases} \quad (1)$$

де λ , μ – параметри Ламе, ρ – густина матеріалу, t – час, визначаючи, таким чином, дилатаційні та вихрові хвилі зі швидкостями розповсюдження c_l і c_t , носіями яких є частки матеріалу. В такому випадку, зважаючи на їх значну кількість (порядку 10^{20} атомарних часток при об'ємі зразка порядку 10^{-6} м^3), визначальну роль у процесах перерозподілу напружень відіграють стохастичні процеси. При цьому НДС безпосередньо впливає на коливання атомів і пов'язані з ними механічні властивості, зокрема, частота поздовжніх ω_{\max}^{σ} протифазних і поперечних ω_{\max}^{τ} коливань сусідніх часток:

$$\omega_{\max}^{\sigma} = 2 \cdot c_l / a; \quad \omega_{\max}^{\tau} = 2 \cdot c_t / a, \quad (2)$$

де a – міжатомна відстань. Для ілюстрації вказаного взаємозв'язку на рис. 1, a для ряду хімічних елементів побудовано залежності температури Дебая T_D (1, 2), модуля Юнга E (3, 4), міцності на розрив σ_u (5, 6) від швидкості звуку c_l (2, 4, 6 – експериментальні дані, 1, 3, 5 – апроксимаційні прямі).

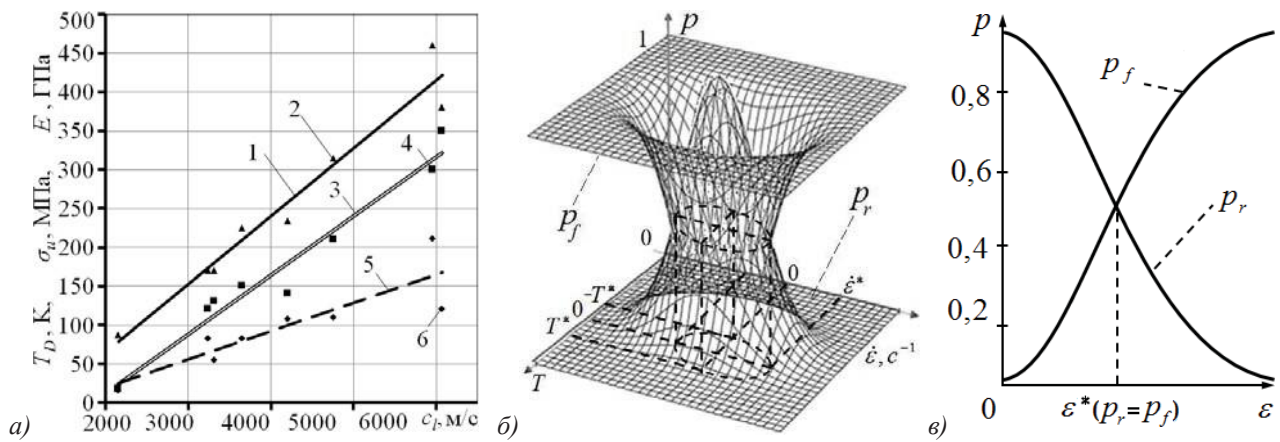


Рис. 1. Залежності термодинамічних і механічних властивостей речовин від швидкості звуку c_l (а); графіки функцій $p_f(\epsilon^*, T)$ і $p_r(\epsilon^*, T)$ (б) та $p_f(\epsilon)$ і $p_r(\epsilon)$ (в)

На основі поглибленого аналізу властивостей фононних коливань можна показати, що функція імовірності руйнування p_f і відновлення p_r зв'язків між частками матеріалу залежно від відносної деформації ϵ , швидкості деформації ϵ^* , температури T :

$$\left\{ \begin{array}{l} p_r(\epsilon, \epsilon^*, T) = \sum_{i=0}^n e^{K(\epsilon, \epsilon^*, T) \cdot i} \cdot (1 - e^{K(\epsilon, \epsilon^*, T)}) \\ p_f(\epsilon, \epsilon^*, T) = 1 - p_r(\epsilon, \epsilon^*, T) \end{array} \right. , \quad K(\epsilon, \epsilon^*, T) = \frac{-\hbar \cdot \omega_{\max}^{\sigma, \tau}}{E \cdot \epsilon \cdot (k_B \cdot (T + \frac{1}{2 \cdot \zeta} \cdot (1 + q \cdot \ln(\frac{\epsilon^*}{\epsilon_0})))} , \quad (3)$$

де n – число фононів, при якому p_f перевищує p_r , що на графіках рис. 1, б, в відповідає критичним величинам $\epsilon^*, \epsilon^*, T^*$; \hbar, k_B – сталі Планка і Больцмана; ϵ_0 – швидкість деформації, при якій визначено модуль Юнга E ; q, ζ – параметри за даними будови атомарної решітки, молекулярних зв'язків чи зерен [2].

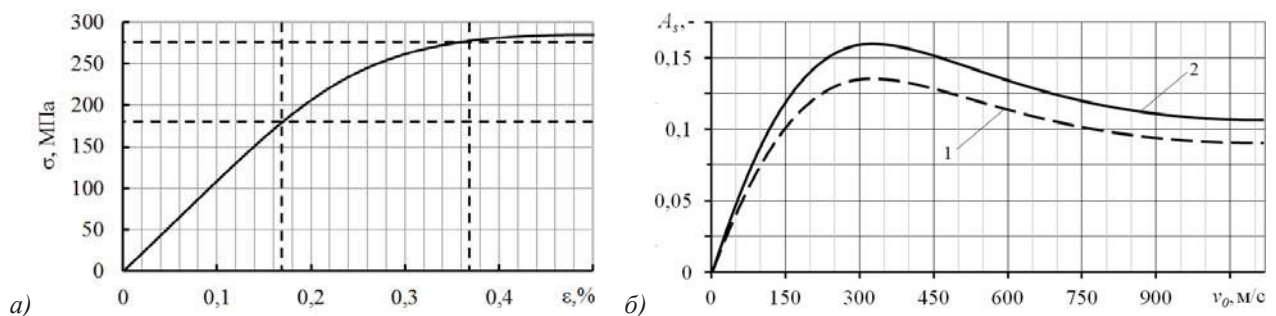


Рис. 2. Крива одновісного розтягу (а) та величин пошкодження при удари (б)

Вказані ймовірності безпосередньо визначають поточний рівень пошкодження матеріалу d_{ij} , що дозволяє розрахувати деградацію матриці жорсткості \tilde{Q}_{ij} в рамках механіки пошкодження, зокрема, для двовимірного випадку:

$$\sigma_i = f[\tilde{Q}_{ij}(d_{ij}), \epsilon_j], \quad i, j = 1, 2, 6. \quad (4)$$

На рис. 2, а приведена типова змодельована крива залежності напруження σ від деформації ε , вертикальними лініями позначені експериментальні границі пружності і пластичності; на рис. 2, б показані результати пошкодженої частини площі зразка матеріалу A_s при ударі від швидкості ударника v_0 волоконно-зміцненого композиту за результатами моделювання (1) та експерименту (2).

[1]. Liu P.F., Zheng P.F. Recent developments on damage modeling and finite element analysis for composite laminates: A review. – Materials and Design. – 2010. – vol. 31. – p. 3825-34.

[2]. Astanin V.V., Shchegel G.O. Probabilistic modeling of physical damage processes of fiber-reinforced composite plates under dynamic loading. – Sci. J. of the Ternopil Nat. Techn. Univ. (Mech. and Material Sci.). – 2016. – № 2(82). – с. 7-22.

УДК 624:656

НОВЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ДЛЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ОБЪЕКТОВ ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

д-р техн. наук В.Н. Бабаев, д-р техн. наук В.С. Шмуклер

Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова

Рассмотрены новые конструктивные системы для объектов, в том числе, и транспортного строительства. Теоретической основой подхода, фундирующего предлагаемые решения, включая их инновационную составляющую, являются новые энергетические принципы. Эксплуатация этих принципов допускает не только формирование рациональных решений, но и расширяет положение, высказанное А. Пуанкаре о том, что «... посредством интуиции изобретают, а посредством логики доказывают ...». В связи с чем, в работе представлены новая конструктивная система из монолитного железобетона и новая система сталежелезобетонных конструкций покрытий, перекрытий и мостов, основные и принципиальные структурообразующие построения, а также узлы которых получены путем решения специально сформулированных задач оптимизации.

Отличительными особенностями предлагаемых монолитных железобетонных конструкций являются:

- существенно (до 45 %) уменьшенный, по сравнению с традиционными конструкциями, собственный вес, что есть следствием последовательного построения элементов с простой (а при необходимости и сложной) внешней и сложной внутренней геометрией;
- возможность безопалубочного формования оболочек с произвольной гауссовой кривизной;
- созданные новые технологии возведения рассматриваемых конструкций, базирующиеся на разработанном регламенте самоуплотняющегося бетона и торкрет-технологий, при этом, в единой логической последовательности «конструкция-технология»;
- интегральная (экологическая, энергетическая, экономическая) позитивность предложенных решений.

К достоинствам упомянутых сталежелезобетонных конструкций следует отнести:

- минимизированный расход материалов, полученный за счет обеспечения пространственного деформирования элементов системы;

- высокая степень заводской готовности металлической составляющей конструкции;
- конструктивная реализация системы сдвиговых связей;
- плотная упаковка составляющих металлических элементов при их транспортировке к месту монтажа;
- упрощенный монтаж, практически исключая сварочные работы на стройплощадке;
- существенно уменьшенная (по сравнению с плоскими элементами) высота конструктива, достигнутая, в том числе, и за счет полноценного включения в работу сжатой железобетонной части перекрытия.

Репрезентативность решений верифицировалась путем проведения серии лабораторных и натурных экспериментов, проведенных с использованием современных систем нагружения и измерения. В связи с чем, в работе приведены результаты данных исследований и их сравнения с теоретическими данными.

Подтверждение эффективности разработанных систем предопределено их технико-экономическими показателями, полученными при внедрении результатов исследований в ряде строительных компаний Украины.

УДК 624.21.09

ЭФФЕКТИВНАЯ КОНСТРУКЦИЯ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНОГО МОСТА (ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ)

*д-р техн. наук В.Н. Бабаев, М.Л. Беккер, д-р техн. наук В.С. Шмуклер,
канд. техн. наук С.А. Бугаевский, Р.Б. Каплин, канд. техн. наук Ю.Н. Круль
Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова*

Предложена конструкция сталежелезобетонного пролетного строения автомобильно-дорожного моста, состоящего из перфорированной конструктивно-ортотропной оболочки и железобетонной, также конструктивно-ортотропной, монолитной плиты. При этом, металлическая часть конструкции изготавливается по безотходной технологии из стального листа марки 15ХСНД, а плита формируется путем закладки при бетонировании в ее тело вкладышей-пустотообразователей из пенополистирола. Совместность работы, сжатой железобетонной и растянутой металлической частей конструктива, обеспечена за счет разработанной специальной системы сдвиговых связей, включающей упоры из прокатных профилей и соединенных с ними арматурных сеток собственно плиты.

Данная конструкция использована при реконструкции моста через р. Сухой Торец в г. Барвенково Харьковской области.

При проектировании пролетного строения была сформирована конечно-элементная модель моста, а также изучены свойства основных материалов (сталь, бетон). Проектная нагрузка - А-15, НК-100. Данная модель была использована для определения теоретических значений компонентов напряженно-

деформированного состояния составляющих частей пролетного строения и моста в целом. Возведение моста реализовано компанией «Стальконструкция».

С целью верификации принятых решений, а также осуществления приемочных испытаний была составлена специальная программа, предписывающая необходимую последовательность действий в рамках ее реализации. Программой были предусмотрены испытания при действии статических и динамических нагрузений моста. В связи с чем, в работе обозначены схемы испытаний, системы нагружения и измерения, последовательность действия при испытаниях, а также приведены результаты исследований и дан их анализ.

Кроме установления необходимых атрибутов (прогибы, деформации, напряжения, амплитуды, частоты, логарифмические декременты колебаний), отражающих особенности деформирования системы, проведено их сравнение с нормируемыми величинами. Реализовано также исследование возможности возникновения виртуальных резонансов с использованием специального экспериментально-теоретического подхода.

Результаты испытаний полностью подтвердили основные положения выполненного теоретического анализа и предложенных конструктивных решений, и, как следствие, стали поводом для введения моста в эксплуатацию.

В настоящее время мост успешно эксплуатируется в проектном режиме.

УДК 624.012.4:699.812

ЗОНАЛЬНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ

ZONE METHOD FOR STRUCTURAL FIRE DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES

Х.З. Байтала¹, П.І. Бакін², канд. техн. наук О.А. Фесенко¹

¹ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (м. Київ)

²Луганський національний аграрний університет (м. Харків)

K.Z. Baytala¹, P.I. Bakin², O.A. Fesenko, PhD (Tech.)¹

¹The State enterprise "The State research institute of building constructions" (Kyiv)

²Luhansk national agrarian university (Kharkiv)

Зональний метод розрахунку залізобетонних конструкцій на вогнестійкість наведено в ДСТУ-Н Б В.2.6-196:2014 і ДСТУ-Н Б В.2.6-197:2014. Цей метод застосовують для стандартного температурного режиму пожежі.

Зональний метод передбачає поділ поперечного перерізу конструкції на кілька ($n \geq 3$) паралельних зон однакової товщини. Для кожної зони визначають середню температуру, відповідну середню міцність бетону на стиск $f_{cd}(\theta)$ і модуль пружності бетону $E_{cm,\theta}$ (у разі потреби) кожної зони.

Розподіл температури в перерізі конструкції визначають за результатами теплофізичного розрахунку або за результатами випробувань.

Пошкоджений під час пожежі поперечний переріз являє собою приведений поперечний переріз, що не включає пошкоджену зону бетону обігріваних поверхонь товщиною a_z . Товщину пошкодженої зони a_z бетону визначають за формулою:

- для балок та плит

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_c(\theta_M)}{k_c} \right] \quad (1)$$

- для колон і стін

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right] \quad (2)$$

Відповідні коефіцієнти зниження міцності бетону на стиск $k_c(\theta_i)$ визначають для кожної зони перерізу, а також середній коефіцієнт зниження міцності бетону:

$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0,2/n) \sum k_c(\theta_i)}{n} \quad (3)$$

Після визначення розмірів приведенного поперечного перерізу, міцності і модуля пружності бетону для кожної зони під час пожежі, розрахунок на вогнестійкість виконують за методикою розрахунку за нормальних температур відповідно до ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010, з використанням значень коефіцієнта $\gamma_{M,fi}$ за розрахунковою схемою на рисунку 1.

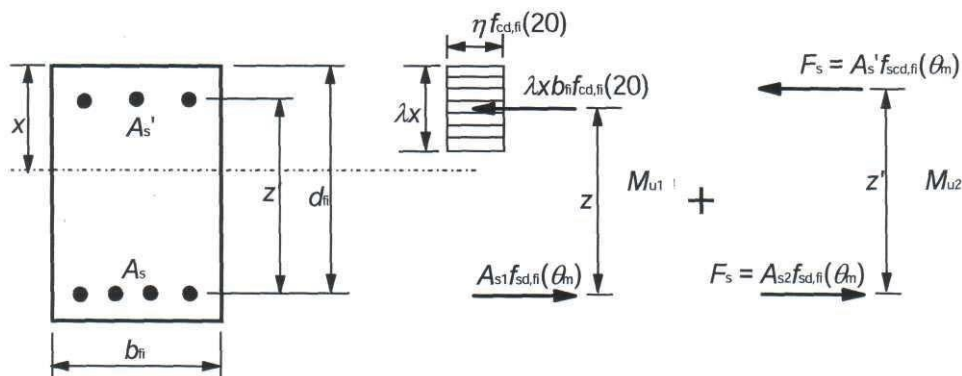


Рис. 1. Розрахункова схема поперечного перерізу

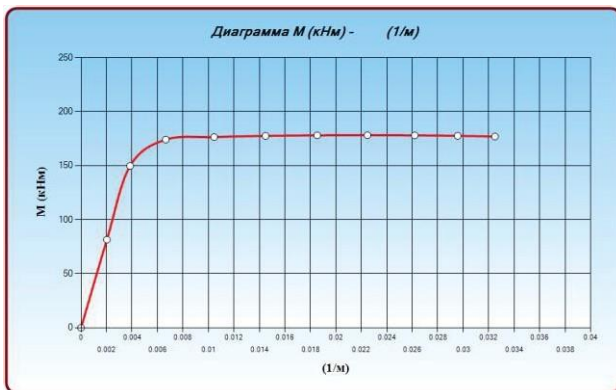


Рис. 2. Діаграма «момент-кривизна» для приведенного перерізу балки

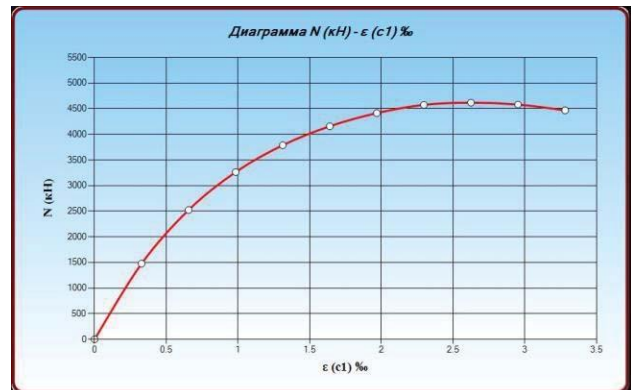


Рис. 3. Діаграма «стискальна сила-деформація стиснутої фібри» для приведенного перерізу колони

Розрахунок несучої здатності приведенного перерізу виконано згідно з рекомендаціями посібника «Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009». Результати розрахунку несучої здатності збір-

ної залізобетонної балки перерізом 600x300 мм і монолітної залізобетонної колони перерізом 900x400 мм наведено на рис. 2 і 3 відповідно.

УДК 627.8.07.004.15

ОСНОВНІ НАПРЯМКИ ОЦІНКИ НАДІЙНОСТІ І БЕЗПЕКИ БЕТОННИХ ВОДОЗЛИВНИХ ГРЕБЕЛЬ НА НЕСКЕЛЬНІЙ ОСНОВІ

THE MAIN DIRECTIONS OF ASSESSING THE RELIABILITY AND SAFETY OF CONCRETE DAM SPILLWAY ON THE NOT ROCKBASE

канд. техн. наук О.О. Балабай

Харківський національний університет будівництва та архітектури, Україна (м. Харків)

O.O. Balabai, PhD (Tech.)

Kharkiv National University of Construction and Architecture, (Kharkiv)

Для греблі надійність слід розглядати як комплексну властивість виконувати функції підпірної споруди із перебігом розрахункового строку служби, зберігаючи у встановлених межах експлуатаційні та конструктивні показники в заданих режимах роботи та в умовах експлуатації, технічного обслуговування та ремонту.

Одним з головних показників безпеки бетонних водозливних гребель на нескельній основі є їх властивість зберігати надійність під час екстраординарних впливів, порушень, помилок обслуговуючого персоналу.

За даними Міжнародної комісії з великих гребель (ICOLD) аварії і пошкодження бетонних гребель найчастіше відбувалися на греблях заввишки до 30 м – приблизно 70 %, заввишки від 30 м до 60 м – 22 %, заввишки від 60 м до 100 м – 4 %, інші – 4 %.

Аналіз статистичних даних свідчить, що 70 % відмов великих гребель при таманні греблям заввишки не більше ніж 30 м. Для гребель заввишки 15–20 м відсоток відмов складає 50 %, 20–25 м – 16 %, 25–30 м – 6 %, 30–35 м – 16 %, 40–45 м – 6 %, 45–50 м – 12 %, 55–60 м – 3 %. Більш 50% відмов таких гребель виникають унаслідок переповнення водосховищ під час повеней і паводків. Значний відсоток відмов гребель обумовлений їх конструюванням без належного інженерного супроводу, недостатньою вивченістю гідрологічних даних.

Оцінка надійності і безпеки бетонних водозливних гребель на нескельній основі згідно норм проектування України може виконуватися на основі детерміністичного за формою підходу, заснованого на методі граничних станів.

Згідно з методом граничних станів урахування випадкових навантажень і впливів, показників властивостей матеріалів і ґрунтів, розрахункових термінів експлуатації споруд, а також умов їх роботи здійснюється на основі системи нормативних коефіцієнтів. Метод граничних станів не дозволяє отримати об'єктивну оцінку надійності споруд, зокрема і бетонних водозливних гребель. Це пов'язано з тим, що значення нормативних коефіцієнтів не завжди є об'єктивними і мають умовний характер. Більш об'єктивна оцінка надійності бетонних гравітаційних гребель може бути отримана ймовірнісними методами сучасної теорії надійності.

Загальносвітового поширення зазнав розвиток ймовірнісних підходів щодо оцінки надійності та безпеки будівельних конструкцій і споруд, які засновані на системній теорії надійності складних технічних систем. Норми проектування України та інших країн рекомендують застосовувати під час розрахунку надійності та безпеки гідротехнічних споруд ці підходи.

Оцінку надійності та безпеки бетонних водозливних гребель на нескельній основі виконують за наступними граничними станами пов'язаними з:

1. вичерпанням міцності тіла греблі;
2. вичерпанням фільтраційної міцності бетону тіла греблі поблизу напірної грані;
3. втратою стійкості греблі на зсув;
4. вичерпанням міцності основи під впливом навантажень на неї від греблі;
5. вичерпанням фільтраційної міцності основи;
6. недостатньою забезпеченістю пропускної здатності греблі, що може викликати перелив води над верхньою частиною греблі;
7. втратою стійкості водобою на зсув, перекидання, спливання та з вичерпанням міцності водобою;
8. втратою стійкості рисберми на зсув, перекидання, спливання та з вичерпанням міцності рисберми.

При оцінці надійності та безпеки бетонних водозливних гребель на нескельній основі у ймовірнісній постановці, доцільно використовувати метод статистичних випробувань (Монте-Карло).

УДК 624.042.5

ПРЕДПОСЫЛКИ ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ФИБРОБЕТОНОВ НА ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

PREREQUISITES FOR FIBER-REINFORCED CONCRETE EXPERI- MENTAL RESEARCHES CARRYING OUT ON TEMPERATURE EFFECTS

*канд. техн. наук С.Ю. Берестянская, канд. техн. наук Е.В. Опанасенко,
А.А. Берестянская*

Украинский государственный университет железнодорожного транспорта (г. Харьков)

*S. Berestianskaya, PhD (Tech.), E. Opanasenko, PhD (Tech.), A. Berestianskaya
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

Спектр областей применения фибробетона очень широк. Так, для изгибаемых элементов одной из важных характеристик является сопротивление изгибному растяжению. Бетон, армированный фибровыми волокнами позволяет существенно повысить прочность на этот вид деформации. Анализ экспериментальных исследований различных авторов позволяет сделать вывод о целесообразности использования металлической и базальтовой фибры для тонких плит.

Стальная фибра является самым прочным и востребованным материалом для улучшения качества бетона. Для повышения прочности сцепления фибры с бето-

ном желательно, чтобы она имела периодический профиль, загнутые концы или волнистое очертание. На основании обзора литературы сделан вывод об эффективности использования фибры «Челябинка». Минимальное значение коэффициента фибрового армирования определяется согласно Eurocode 2 по формуле:

$$\mu_{\min} = \frac{1,5 \cdot C \cdot R_{bt}}{R_f \cdot k^2 \left(1 - \frac{30}{R_f} - \frac{l_{f,an}}{l_f} \right)}$$

Согласно расчетам, было получено на 1 м³ бетона необходимо 32,536 кг стальной фибры.

Базальтовая фибра - это волокна, введение которых повышает прочность бетона на растяжение, имеющие ряд преимуществ, поскольку являются одними из самых прочных минеральных волокон. По данным Н.Г. Васильевой, И.Г. Енджиевской и И.Г. Калугина базальтовая фибра длиной волокна 12 мм с процентным содержанием 0,2 % от массы цемента дает самый высокий предел прочности на сжатие и изгиб.

Для сталефибробетонной плиты был использован математический аппарат для расчета сталебетонной прямоугольной плиты при термосиловом воздействии с шарнирным опиранием, а также предусмотрена огнезащита этой конструкции. Для этого необходимо провести экспериментальные исследования, которые позволят найти физико-механические характеристики фибробетонов. С этой целью было выполнено планирование эксперимента, которое позволило определить необходимое число образцов.

Проведение исследования схематически может быть представлено в виде «черного ящика». Фиксированный набор действующих факторов определяет одно из возможных состояний «черного ящика». Одновременно это есть условие проведения одного из возможных опытов. Если перебрать все возможные наборы состояний, получим полное число различных опытов

$$N = p^k \cdot n = 72,$$

где $p = 3$ – число уровней; $k = 2$ – число факторов; $n = 8$ – число значений температуры.

Рассматриваем три вида армирования (стальная фибра, базальтовая фибра и контрольный бетонный образец без фибры). Зависимость прочности от температуры будем определять для следующих температур: 20 °С, 60 °С, 90 °С, 120 °С, 200 °С, 400 °С, 600 °С, 800 °С. Таким образом, всего необходимо изготовить 72 кубика (24 - со стальной фиброй, 24 - с базальтовой фиброй и 24 - без фибры) и 72 призмы соответственно.

В результате анализа экспериментальных данных различных авторов для дальнейшего исследования были отобраны стальная и базальтовая фибры. Обоснованы их рациональные размеры, процентное соотношение к массе бетона. Сделан вывод о необходимости уточнения физико-механических и теплофизических свойств нагретого фибробетона. С этой целью было проведено планирование эксперимента, которое позволило определить необходимое число образцов для получения температурных зависимостей прочности и модуля деформации, теплопроводности и удельной теплоемкости фибровой бетонной смеси.

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ ИМПЛАНТИРУЕМЫХ МОНТАЖНЫХ ПЕТЕЛЬ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ, ИЗГОТАВЛИВАЕМЫХ ПО БЕЗОПАЛУБОЧНОЙ ТЕХНОЛОГИИ

*Ю.С. Болдырева, канд. техн. наук В.И. Шушкевич
Сумской национальный аграрный университет*

*J.S. Boldyreva, V.I. Shushkevych, PhD (Tech.)
Sumy National Agrarian University (Sumy)*

В настоящее время всё большее распространение получает безопалубочный экструзионный способ изготовления железобетонных плит перекрытия по различным зарубежным технологиям (например, испанской технологии Tensyland, английской технологии Spiroll и др.), позволяющий существенно улучшить технико-экономические показатели и качество этих изделий. Реконструированы многие заводы ЖБИ, демонтировано старое технологическое оборудование, вместо которого устроены протяженные железобетонные стенды, установлено оборудование для натяжения высокопрочной арматуры, бетоноукладочное оборудование – экструдеры и машины для резки бетонных плит. Разработана проектно-техническая документация по изготовлению, армированию и монтажу многопустотных плит перекрытий, изготовленных по методу экструзии. Однако, при внедрении новой технологии вместо подъемных петель для монтажа многопустотных плит предусмотрены специальные траверсы, снабженные захватными приспособлениями, использование которых за пределами завода представляет известные трудности, так как требуется создание парка траверс и мастерских по их обслуживанию.

С целью исключения вышеупомянутых траверс из технологического процесса изготовления и монтажа многопустотных железобетонных плит перекрытия произвольной длины были разработаны, с одной стороны, многочисленные конструкции упрощенных траверс, а с другой, различные конструктивные решения собственно строповочных узлов (петель). При этом далеко не всегда предлагаемые, а зачастую, уже находящиеся в эксплуатации конструктивные решения подкреплены надлежащими научными исследованиями напряженно-деформированного состояния вышеуказанных строповочных узлов.

В настоящей научно-исследовательской работе выполнено исследование фактической несущей способности монтажных петель, имплантированных в отформованную плиту в процессе её изготовления.

Целью настоящего исследования являются:

- испытания монтажных петель с целью установления их фактической несущей способности и характера разрушения от критической нагрузки;
- разработка конструктивного решения испытательной установки и захватных приспособлений для испытания монтажных петель многопустотных железобетонных плит безопалубочного формования;

- оптимизация конструктивных решений строповочных узлов железобетонных плит безопалубочного формования. На основании проведенных исследований установлено следующее:
- хрупкого (мгновенного) разрушения строповочных узлов не происходит; это означает, что существующее конструктивное решение строповочного узла исключает внезапное (одномоментное) разрушение узла и травмирование стропальщика;
- критическая нагрузка на монтажную петлю рядовой многопустотной плиты перекрытия безопалубочного армирования, представленной для испытаний строительной фирмой «Компания Федорченко», составляет 4,3 тонны;
- несущая способность для плит перекрытия пролетом до 9 метров является достаточной;
- при пролетах свыше 9 метров существует опасность возникновения продольных трещин вдоль пустотелого канала, в котором установлена петля. Согласно требованиям действующих нормативных документов, подобные деформации являются недопустимыми;
- для плит, пролетом свыше 9 метров (до 12 м включительно) целесообразно применение строповочных узлов, которые не передают на плиту нагрузку в плоскости пустотелой цилиндрической полости. На кафедре «Строительного производства» СНАУ разработаны и рассчитаны конструктивные решения таких узлов, которые, например, для плит пролетом до 6 метров вдвое сокращают металлоемкость и трудоёмкость устройства строповочных узлов для одной плиты.

УДК 624.012:69.059.3, 624.012.45

ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ОБОЙМАМИ, С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

EVALUATION OF THE STRESS-STRAIN STATE OF COMPRESSED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS REINFORCED WITH A CAGE, USING A DEFORMATION MODEL

*канд. техн. наук Ю.В. Бондаренко, канд. техн. наук К.В. Спиранде,
канд. техн. наук М.Г. Салия, канд. техн. наук М.В. Якименко
Харьковский национальный университет строительства и архитектуры (г. Харьков)*

*Ju. V. Bondarenko, PhD (Tech.), K. V. Spirande, PhD (Tech.),
M. G. Salia, PhD (Tech.), M. V. Iakymenko, PhD (Tech.)
Kharkov National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkov)*

Расчет железобетонных конструкций в соответствии с требованиями новых украинских нормативных документов (ДБН В.2.6-98:2009, ДСТУ Б В.2.6-156:2010), основанных на принципиальных положениях Еврокод 2 (часть 1-1), предполагает использование деформационной модели, с применением реальных нелинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры, что более точно от-

ражает действительную работу элементов. Однако, это значительно усложняет расчетный процесс и даже относительно простые задачи требуют использования компьютерных программ или программных комплексов. Упрощение расчета деформационным методом возможно путем использования для бетона билинейных зависимостей напряжения-деформации и равномерного характера распределения напряжений в сжатой зоне, что допускается указанными нормами.

При проектировании железобетонных элементов, усиленных обоймами, имеет место составное сечение, как правило, с различными физико-механическими характеристиками материалов сердечника и обоймы. Формы равновесия таких сечений отличаются от обычных железобетонных, следовательно, для оценки несущей способности элементов нужно применять видоизмененные расчетные зависимости норм.

Существуют различные способы усиления сжатых элементов при помощи железобетонных обойм, при этом специфика их работы в результате усиления изучена не в полном объеме. Методы расчета усиления сжатых конструкций несовершенны и, как правило, не учитывают самой сути обоймы - эффекта работы в условиях стесненных поперечных деформаций сердечника, то есть фактически обойма рассматривается как увеличение поперечного сечения усиливаемого элемента с введением коэффициентов, условно понижающих прочностные характеристики бетона и арматуры добавочного сечения. При этом в основном, влиянием поперечного армирования на прочность усиливаемого элемента пренебрегают, а фактические граничные условия в расчетной схеме не учитываются.

В первой части представленного исследования выполнены сравнительные расчеты по оценке несущей способности элемента квадратного сечения, усиленного железобетонной обоймой, сжатого со случайным эксцентриситетом в соответствии со СНиП 2.03.01-84* и ДБН В.2.6-98:2009 по указанным выше принципам (при работе обоймы в продольном направлении как дополнительного сечения). При этом расчеты в соответствии с национальными нормами выполнялись в двух вариантах: с полной диаграммой состояния бетона и билинейной диаграммой деформирования арматуры для первой формы равновесия (все сечение сжато), а также с использованием упрощенной методики.

Во второй части работы проведен комплекс численных исследований влияния на прочность, усиливаемых железобетонных элементов, сжатых со случайным эксцентриситетом: толщины обоймы, сцепления «старого» и «нового» бетона, условий передачи нагрузки на обойму (граничных условий опирания) и поперечного армирования.

Численные исследования выполнялись в ПК ЛИРА с учетом физической нелинейности для элементов с разной толщиной обоймы и разными шагами поперечной арматуры. Моделировались также сцепление «старого» и «нового» бетона от абсолютно жесткого до практически полного отсутствия сцепления и работа элемента с различными граничными условиями опирания. Нагрузка прикладывалась ступенями с контролем напряженно-деформированного состояния на каждом уровне, как в усиливаемом элементе, так и в обойме.

Таким образом, предложен научно обоснованный метод расчета усиления железобетонных элементов как составных физически нелинейных стержневых

конструкций. Метод позволяет учесть предысторию работы каждой составной части конструкции и работу наращиваемого сечения как обоймы.

Результаты полученных теоретических и численных исследований положены в основу предполагаемых экспериментальных исследований.

УДК 624.048

ОСНОВЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ И ТЕХНОЛОГИЯ СОЗДАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ СИСТЕМЫ «МОНОФАНТ»

*канд. техн. наук С.А. Бугаевский¹, канд. техн. наук В.В. Герасименко²,
А.В. Конюхов³, В.Б. Никулин³*

¹Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет

²Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

³ОДО «Жилстрой-2»

В Украине под руководством проф. Шмуклера В.С. разработана архитектурно-строительная система «Монофант», в которой для возведения зданий и сооружений криволинейной формы из железобетонных облегченных конструкций применен самонесущий остов, состоящий из пространственного криволинейного арматурного каркаса и неизвлекаемых вкладышей-пустотообразователей, выполненных из пенополистирола. Внутренняя несъемная опалубка сложной формы, формирует заданную геометрию конструкции и является экраном, на который с двух сторон набрызгивается мокрым способом торкрет-бетонная смесь. От геометрии внутренней несъемной опалубки зависит геометрическая форма возводимой железобетонной облегченной конструкции.

Целью данной работы является моделирование и технология создания внутренней несъемной опалубки для бетонирования криволинейных железобетонных облегченных конструкций системы «Монофант». При этом основной задачей является уменьшение отхода при раскрое плоского прямоугольного листа пенополистирола и максимальное уменьшение количества элементов в сорimente для изготовления вкладыша.



Рис. 1. Изготовление самонесущего остова: а) элемент вкладыша; б) конструкция остова

Даная технология была опробована при возведении фрагмента цилиндрической оболочки (рис. 1).

Конструкция внутренних ребер оболочки, проходящих по диагонали, разбивает внутреннюю опалубку на четыре вкладыша, имеющих два типа размера.

Для изготовления вкладыша нами предложен метод изготовления из отдельных плоских элементов, которые могут быть вырезаны из прямоугольного плоского листа пенополистирола с помощью станка (рис. 1).

Для оптимизации раскроя вкладышей рационально изготовление сразу четырех вкладышей в виде несъемной опалубки с последующей разрезкой на четыре части по диагонали. При раскрое поперек оболочки, элементы, на которые разбивается несъемная опалубка, имеют размер в плане 1050x2100 мм и форму полукольца толщиной 160 мм, что приводит к большому отходу материалов при их изготовлении из плоского листа (вариант 1). Для оптимизации упаковки элементов на прямоугольном листе предложена дополнительная разбивка полукольца на части составляющие 1/2 и 1/4 от длины дуги (вариант 2). Чередование при сборке несъемной опалубки элементов 1/2+1/2 и 1/4+1/2+1/4 будет обеспечивать не совпадение стыков и целостность полученной конструкции из пенополистирола. Третий вариант разбивки полукольца в радиальном направлении на три части, позволит еще больше снизить расход материалов (табл. 1). Сборка полуколец несъемной опалубки будет производиться чередованием элементов 4+5+6, 5+6+4, 6+4+5, что обеспечит совпадение стыков только через три ряда сегментов (рис. 2).

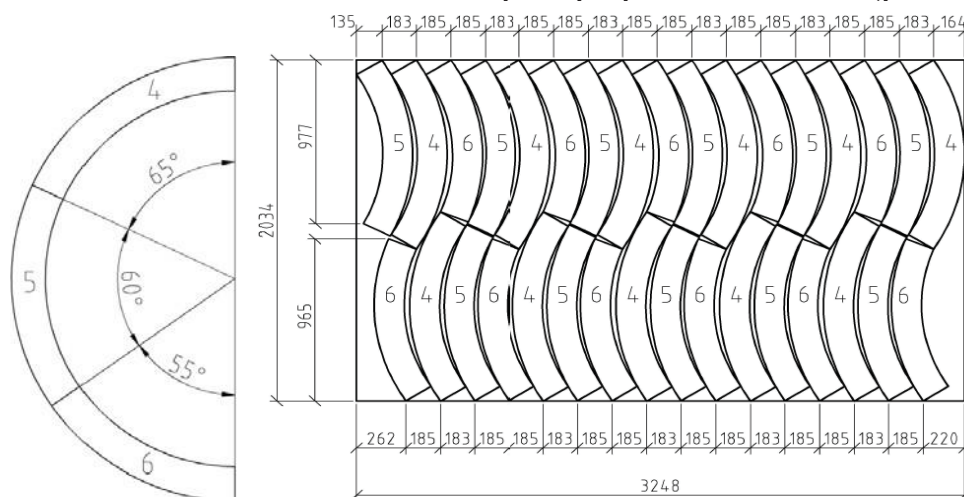


Рис. 2. Раскладка составных элементов (вариант 3): 4, 5, 6 – виды элементов вкладыша

Таблица 1 – Сравнение вариантов раскроя

№ варианта	Размеры прямоугольного листа пенополистирола, м ²	Элемент вкладыша/ количество	Площадь одного /четырех вкладышей, м ² /м ²	Площадь отходов, м ²	Плотность упаковки, %
1	6,621x2,1=13,9	1/11	0,487/5,363	8,54	38,58
2	4,855x1,485=7,21	2/11	0,244/2,682	1,85	74,5
		3/22	0,122/2,682		
3	3,248x2,034= 6,605	4/11	0,176/1,937	1,24	81,2
		5/11	0,163/1,788		
		6/11	0,149/1,639		

Полученные результаты подтверждают эффективность применения облегченных конструкций системы «Монофант», обладающих приведенной толщиной, не превышающей 40-50 % от конструкций имеющих сплошную толщину.

**МЕТОДИКА РАСЧЕТА СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБДЕЛКИ
НАПОРНОГО ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО ТУННЕЛЯ**

**METHOD FOR CALCULATING PREFABRICATED REINFORCED CON-
CRETE LINING OF A PRESSURE HYDRAULIC TUNNEL**

*д-р техн. наук А.И. Вайнберг
ПАО «Укргидропроект» (г. Харьков)*

*O.I. Vaynberg, Dr. Sci. Eng.
Ukrhydroproject PJSC (Kharkiv)*

Напорные туннели широко применяются в гидротехническом строительстве при устройстве подводящих водоводов ГЭС, водосбросов и в других случаях. Обычно принимается круглое поперечное сечение таких туннелей. Традиционно в напорных гидротехнических туннелях устраиваются монолитными обделками, которые в зависимости от внутреннего напора воды и деформационных характеристик пород, вмещающих туннель, могут быть бетонными, железобетонными, сталежелезобетонными. При устройстве таких обделок приходится снижать скорость проходки туннеля с тем, чтобы бетон мог набрать требуемую прочность для обеспечения восприятия нагрузок строительного периода, в частности, горного давления.

Современные туннелепроходческие комплексы имеют высокую производительность, позволяющую проходить туннельную выработку со скоростью до 60 м в сутки и более. Поэтому в современных условиях устройство средненапорных (до 100 м) гидротехнических туннелей в достаточно прочных горных породах целесообразно выполнять с применением сборных железобетонных обделок. Следует отметить, что современные туннелепроходческие комплексы позволяют полностью механизировать все работы, связанные с устройством туннеля, в том числе: проходка выработки, монтаж сборных железобетонных элементов обделки (тубингов), заполнение затубингового пространства бетоном и др.

Особенностями конструкций сборных железобетонных обделок являются специальные элементы тубингов, обеспечивающие достаточную точность их монтажа и возможность устройства противотрационных уплотнений, которые должны обеспечить водонепроницаемость обделки, как при действии внутреннего давления воды, так и при действии наружного давления воды.

Следует отметить, что в монолитных обделках внутреннее давление воды частично воспринимается самой обделкой, а частично передается на массив горных пород. Главной особенностью условий работы сборной железобетонной обделки является то, что внутреннее давление воды передается тубингами на поверхность выработки и полностью воспринимается массивом горных пород.

В нормах проектирования гидротехнических туннелей подробно изложена методика расчетов монолитных обделок напорных гидротехнических туннелей. Регламентированы расчетные случаи, которые должны рассматриваться при оценке прочности таких обделок при действии внутреннего и наружного давления. В этих же нормах указывается, что применение сборных железобетонных обделок требует обоснования.

В работе предложена методика расчетов напряженного состояния и прочности сборных железобетонных обделок гидротехнических туннелей. Рассматривается три расчетных периода: строительный, эксплуатационный и ремонтный.

В строительный период учитываются нагрузки от собственного веса тубингов и бетона затубингового пространства, горное давление, давление цементации. Используется расчетная схема, которая представляет собой систему взаимосвязанных плоских криволинейных стержней, моделирующих тубинги. Считается, что стержни опираются на упругое основание, позволяющее учесть влияние отпора горных пород. Задача решается методом конечных элементов с использованием компьютерных программ. В результате расчетов получают усилия в стержнях и в зонах их контактов между собой. По этим усилиям оценивается прочность этих элементов.

В эксплуатационный период учитываются нагрузки от собственного веса тубингов и бетона затубингового пространства, внутреннее давление воды. Методом конечных элементов решается плоская упругопластическая задача для системы, включающей тубинги и массив горных пород. Тубинги считаются упругими элементами, а деформационные характеристики массива горных пород принимаются в соответствии с законом Мора – Кулона. По получаемым в результате расчетов напряжениям в тубингах определяются усилия в их сечениях и требуемое армирование.

В ремонтный период учитываются нагрузки от собственного веса тубингов и бетона затубингового пространства, горное давление, давление грунтовых вод. Применяется расчетная схема аналогичная той, которая использовалась при выполнении расчетов для строительного периода. Однако, при разработке такой расчетной схемы дополнительно учитывается влияние изменения геометрических размеров выработки вследствие ползучести горных пород при длительном действии внутреннего давления воды в эксплуатационный период. В результате расчетов получают усилия в элементах обделки. Эти усилия необходимы для оценки прочности таких элементов.

Предложенная методика использовалась в ПАО “Укрэнергопроект” при проектировании напорного деривационного туннеля Мтквари ГЭС в Грузии.

УДК 625.012.3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИБКИХ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРИ ОСЕВОМ И ВНЕЦЕНТРЕННОМ СЖАТИИ

EXPERIMENTAL RESEARCH OF FLEXIBLE STEEL CONCRETE COLUMNS UNDER AXIAL AND ECCENTRICAL COMPRESSION

*д-р техн. наук. Ватуля Г.Л., канд. техн. наук. Резуненко М.Е.,
Петренко Д.Г., Рожнова М.А.*

Украинский государственный университет железнодорожного транспорта (г. Харьков)

*G.L. Vatulia, Dr. Sci. Eng., M.Ye. Rezunenko, PhD (Tech.),
D.G. Petrenko, M.A. Rozhnova*

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Применение сталебетонных колонн в современном строительстве наиболее рационально. Использование конструкций с внешним армированием позволяет

увеличить их жесткость и несущую способность, при уменьшении металлоёмкости, стоимости и трудозатрат при возведении.

В данный момент остаются неизученными вопросы учета устойчивости данных конструкций. Также существует неоднозначное мнение в трактовке некоторых особенностей их работы, связанных с установлением предельных состояний. Кроме того, необходимо учитывать, что на несущую способность сталебетонных конструкций влияет как однородность бетонной смеси, так и оптимальность ее состава.

Для изучения вопросов устойчивости гибких сталебетонных колонн при осевом и внецентренном сжатии были проведены экспериментальные исследования. Характеристики экспериментальных колонн: СБК–сталебетонные колонны квадратного поперечного сечения с размерами 100×100 мм, $t=2$ мм, $\sigma_y=220$ МПа; СБП–сталебетонные колонны прямоугольного поперечного сечения с размерами 150×100 мм, $t=2$ мм, $\sigma_y=220$ МПа; ТБ–трубобетонные колонны круглого поперечного сечения диаметром 102 мм, $t=3$ мм, $\sigma_y=330$ МПа.

Металлическая обойма колонн заполнялась бетоном класса С20/25. Образцы каждой серии, по 6 образцов-близнецов, имели длину 0.5 м, 1 м, 1.5 м. Эксцентриситет приложения нагрузки принимался равным 2.5 см и 5 см.

Непосредственно перед проведением испытаний сталебетонных элементов были определены предел текучести и модуль деформации материала стальной трубы, кубиковая и призмная прочность, а также начальный модуль деформации бетона конструкций.

Короткие экспериментальные образцы длиной 0.5 м испытывались в лаборатории кафедры строительной механики и гидравлики Украинского государственного университета железнодорожного транспорта на испытательном прессе ПММ-125 в возрасте 60 суток. Длинные колонны длиной 1 м и 1.5 м испытывались в лаборатории кафедры железобетонных и каменных конструкций Харьковского национального университета строительства и архитектуры на испытательном прессе ПСУ-500 и ГРМ-2А-100 в возрасте 80 суток. Шарнирное опирание и передача эксцентриситета обеспечивалось с помощью специально изготовленных ножевых шарниров. В результате испытаний были получены и проанализированы данные о деформативных характеристиках колонн с помощью тензорезисторов и глубинных датчиков.

Ранее в исследованиях было отмечено, что величины отношений средних напряжений в бетоне сталебетонной колонны к прочности неизолированного бетона зависят от размеров оболочки и ее толщины. Как отмечалось ранее, причиной повышения прочности бетона в оболочке является боковое обжатие. Бетонное ядро испытывает неравномерное напряженное состояние, изменяющееся в зависимости от отношения сторон обоймы. Наиболее нагружен бетон в зонах, непосредственно прилегающих к углам квадратного сечения и расположенных по диагоналям – здесь наибольшее боковое обжатие. По мере удаления от угловых зон и диагоналей боковое давление ослабевает.

Характерной чертой работы коротких сталебетонных элементов при внецентренном сжатии являлось появление складок и гофр в центральной части сечения по высоте. Такой характер деформирования колонн объясняется приложением нагрузки с двумя эксцентриситетами. Потеря местной устойчивости стен-

ки оболочки наблюдалась во всех сталебетонных колоннах не зависимо от формы поперечного сечения образцах. Во время экспериментального исследования коротких сталебетонных элементов, несмотря на условную гибкость ($r/h \leq 5$) отмечалось значительное влияние величины эксцентриситета на несущую способность испытываемых образцов.

С увеличением длины колонны, а соответственно и гибкости сталебетонного элемента, менялся и характер деформирования. С использованием прогибомеров бПАО и индикаторов часового типа экспериментально определялся момент общей потери устойчивости сжатого элемента. Как и при испытании коротких образцов, появление линий текучести (линии Людерса-Чернова) отмечалось только для трубобетонных элементов круглого поперечного сечения со стороны сжатых волокон. Для гибких сталебетонных элементов с постепенным увеличением эксцентриситета в процессе испытания отмечался плавный изгиб продольной оси. Визуально комбинированная конструкция работала как однородный материал. Процесс деформирования напоминал испытание пластичного элемента.

При увеличении гибкости внецентренно сжатых сталебетонных элементов значения предельных относительных деформаций сжатия бетона и стали повышаются. Увеличение эксцентриситета приложения нагрузки также приводит к росту предельных относительных деформаций. Такие результаты закономерны, так как оба отмеченных фактора увеличивают деформативность элемента.

УДК 624.075.23

РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ КОЛОНН ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

THE CALCULATION OF ECCENTRICALLY COMPRESSED COLON IN THE SECOND GROUP OF LIMITING STATES

*канд. техн. наук Е.И. Галагурия, канд. техн. наук М.А. Ковалёв,
канд. техн. наук Л.Б. Кравцив, И.В. Быченко*

Украинский государственный университет железнодорожного транспорта (г. Харьков)

*E.I. Galagurya, PhD (Tech.), M.A. Kovalov, PhD (Tech.),
L.B. Kravtsiv, PhD (Tech.), I.V. Bychenok*

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Определению значений критической нагрузки внецентренно сжатых колонн посвятили свои работы: Ватуля Г.Л., Глазунов Ю.В., Жакин И.А, Опанасенко Е.В., Стороженко Л.И., Чихладзе Э.Д. и другие ученые. Однако в данных работах недостаточно изученная работа статически определимых, и статически неопределимых колонн, сжатых эксцентрично на одном торце и испытывающих осевое сжатие - на другом. В связи с этим в данной статье приведенные решения, которые позволяют определить значение критической нагрузки внецентренно сжатых колонн.

В статье рассмотрены следующие расчетные схемы: колонна, нагруженная по торцам продольными силами с равными и в одну сторону направленными эксцентриситетами; колонна, жестко заземленная внизу, шарнирно закреплена

ная вверху, нагруженная эксцентрично приложенной продольной силой на верхнем торце; колонна, жестко защемленная внизу, нагруженная на свободном конце эксцентрично приложенной силой; колонна, шарнирно закрепленная, нагруженная на верхнем торце эксцентрично приложенной продольной силой.

Полученные уравнения позволяют найти критические нагрузки внецентренно сжатых колонн с различными условиями опирания. Для расчета критической силы необходимо использовать значения геометрических характеристик колонн и допустимого прогиба согласно ДСТУ Б В.1.2-3:2006.

Для верификации полученных уравнений были проведены экспериментальные исследования на примере колонны, нагруженной на одном торце эксцентрично приложенной силой F . В качестве колонны использовали стальную квадратную электросварную холоднодеформированную трубу длиной $l=900$ мм.

В результате проведенных экспериментальных исследований были получены сведения о перемещениях в опасном сечении экспериментальных колонн и величины их несущей способности, при этом погрешность при сравнении с теоретическими расчетами не превысила 7.5%.

УДК 624.016

ПРО УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ СТАЛЕБЕТОННИХ ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД НА ОСНОВІ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МОДЕЛІ

ON THE IMPROVEMENT OF THE METHODOLOGY FOR CALCULATING THE FLEXURAL STRENGTH OF STEEL-CONCRETE STRUCTURAL ELEMENTS OF BUILDINGS AND STRUCTURES ON THE BASIS OF A DEFORMATION MODEL

канд. техн. наук Т.А. Галінська, Д.М. Овсій

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

T.A. Galinska, PhD (Tech.), D.N. Ovsii

Poltava National Technical University named in honor of Yuri Kondratyuk

Несуча здатність сталобетонних згинальних елементів (СБЗЕ) безпосередньо пов'язана з умовами зчеплення між її складовими матеріалами (бетоном і сталевим профілем чи елементом) і характеризується, явно вираженими, трьома випадками напружено-деформованого стану: нелінійно-композитний, коли зчеплення між бетоном і сталевим профілем відсутнє; частково-композитний, коли зв'язок між бетоном і профілем частковий; повністю композитний, коли між бетоном і сталевим профілем існує повне зчеплення.

Нині діючі положення розрахунку міцності сталобетонних елементів (конструкцій), що згинаються, [1, 2, 3] базуються на новій концепції, яка впроваджує в практику метод граничних деформацій. В той же час, запропоновані в нормах [1, 2, 3] розрахункові положення не повністю враховують в момент руйнування загальну деформаційну модель елемента, конструкцію його перерізу, характер і міцність зв'язків між бетоном і конструктивною арматурою, вплив зусиль зсу-

ву, а, при узагальненні, не ототожнюють несучу здатність СБЗЕ з їх реальним напружено-деформованим станом (НДС) в момент руйнування, що призводить до переармування їх окремих перерізів, тобто до використання не в повному обсязі міцнісних властивостей їх металевої складової. Так, в п. 6.2 норм [2, 3] розглядаються три концепції розрахунку несучої здатності СБЗЕ, які відповідають вище зазначеним в попередньому абзаці випадкам їх НДС, але кожна з методик при обґрунтуванні має ряд загальних недоліків:

- відсутній методичний підхід щодо визначення в момент руйнування положення нейтральної лінії розрахункового перерізу СБЗЕ залежно від його конструктивного вирішення, проценту і характеру армування стисненої і розтягнутої його зон: тобто стадія НДС перерізу в момент руйнування задається, а потім перевіряється за розрахунком. Визначення оптимальної площі армування розрахункового перерізу СБЗЕ залежно від висоти перерізу і величини згинального моменту не можливо;
- закладені передумови розрахунку в підпунктах п. 6.2.1.2 - п. 6.2.1.5 [2, 3] не дозволяють ототожнити, тобто установити реальний зв'язок між величинами деформування волокон по висоті розрахункового перерізу СБЗЕ з його величинами напруження в момент руйнування: тобто граничні напруження в пластичній чи пружно-пластичній стадіях не завжди будуть рівними по висоті перерізу (тобто прямокутними), як прийнято у методиках його розрахунку залежно від стадій їх НДС.

Авторами роботи разом з науковцями В.В. Муравльовим, В.Ф. Пенцом і Ю.О. Кушнір були розроблені методичні підходи щодо розрахунку міцності нормальних розрахункових перерізів СБЗЕ будівель і споруд, які дозволять удосконалити розрахункові положення чинних норм [1, 2, 3]: так в роботах [4, 8, 9, 10] був розроблений методичний підхід щодо розрахунку міцності нормальних до поздовжньої осі перетинів сталобетонних балок суцільного прямокутного перерізу, які мають повне зчеплення між бетоном і конструкційним сталевим профілем; в роботах [5, 8, 9] - розроблений методичний підхід щодо розрахунку міцності нормальних до поздовжньої осі перетинів сталобетонних балок з бетонною верхньою полицею, які мають повне зчеплення між полицею і конструкційним сталевим профілем у вигляді окремої балки; а в роботах [6, 7] – розроблений методичний підхід щодо розрахунку міцності сталобетонних балок із бетонним верхнім поясом і зовнішнім (винесеним) армуванням, які мають повне зчеплення між полицею і конструкційним сталевим профілем у вигляді винесеного зовнішнього перерізу.

Запропоновані методичні основи розрахунку міцності нормальних перерізів різних типів сталобетонних згинальних елементів будівель і споруд дозволяють проводити розрахунок залежно від НДС у момент руйнування їхніх компонентів (бетону і конструкційного приведенного сталевого профілю). Основи розрахунку базуються на основних положеннях деформаційної моделі і складаються із рішення двох задач: задачі з визначення оптимального перетину приведенного конструктивного сталевого двотаврового профілю (КПСДП), яким армується перетин сталобетонних згинальних елементів; задачі з перевірки несучої здатності нормального приведенного перерізу різних типів сталобетонних згинальних елементів будівель і споруд.

Незважаючи на значний об'єм проведених досліджень, ряд питань щодо ототожнення залежності напружено-деформованого стану сталобетонних балок в момент руйнування з розрахунковими положеннями їх несучої здатності потребують подальшого їх удосконалення з внесенням змін в розрахункові положення чинних норм [1, 2, 3].

- [1] ДБН В.2.6-160:2010 Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення: Затв. Мінрегіонбудом України від 15.11.2010 р №447 та від 30.12.2010 р. №571, чинні з 01.09.2011 р.- К.: ДП Укрархбудінформ", 2010. - 81 с.
EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardisation, Brussels, 2004. – 118 p.
- [2] ТКП EN 1994-1-1-2009 (02250) Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий // Утвержден и введен в действие приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 10 декабря 2009 г. № 404. - Минск: Минстройархитектуры, 2010.- 107 с.
- [3] Кушнір Ю.О. Методичні основи розрахунку несучої здатності нормального прямокутного приведенного перерізу сталобетонних балок на основі розрахункової деформаційної моделі / Ю.О.Кушнір, В.Ф. Пенц, М.О. Овсій // Ресурсоeconomні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць.– Рівне: НУВГП, 2012.– Вип.24.– С. 167 – 179.
- [4] Овсій М.О. Методичні основи розрахунку несучої здатності нормального перерізу сталобетонних двотаврових балок із бетонним верхнім поясом на основі розрахункової деформаційної моделі [Текст] / М.О. Овсій, В.Ф. Пенц, Т.А. Галінська // Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012.– Вип.3(33).– С. 152–161.
- [5] Галінська Т.А. Методичні основи розрахунку міцності нормального перерізу сталобетонних балок із бетонним верхнім поясом і зовнішнім (винесеним) армуванням на основі розрахункової деформаційної моделі [Текст] / Т.А. Галінська, В.В. Муравльов, М.О. Овсій // Ресурсоeconomні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП.- 2013. – Вип. 27. – С. 41-56.
- [6] Galinska T. Methodical Bases of Calculation of Strength the Normal Cross Section of Rainforced Concrete Beams With Concrete Upper Belt and External Reinforcement / T. Galinska, V. Muravlov, N. Ovsy // Proceedings of the 17th Conference for Junior Researchers «Science – Future of Lithuania»: TRANSPORT ENGINEERING AND MANAGEMENT, 8 May 2014, Vilnius, Lithuania.- p.76 -84.
- [7] Галинская Т.А. О едином методическом подходе к расчёту сечений сталебетонных изгибаемых элементов, нормальных к продольной их оси, на основе деформационной модели [Текст] / Т.А. Галинская, В.В. Муравлёв, Н.А. Овсий // Материалы международного научно-методического семинара «Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки кадров».- Брест: УО БНТУ, 2014.- С. 8-15.
- [8] Галінська Т.А. Підбір оптимального армування нормального прямокутного перерізу сталезалізобетонних балок на основі деформаційної моделі [Текст] / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Збірник наукових праць УкрДАЗТ. – Харків: УкрДАЗТ, 2014. – Вип. 149. – С. С.106-112.
- [9] Галінська Т.А. Підбір оптимального армування нормального перерізу сталезалізобетонних балок з бетонною верхньою полицею на основі деформаційної моделі [Текст] / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Вісник СНАУ. Серія: Будівництво. – Суми: СНАУ, 2014. – Вип.10(18). – С. 80-84.
- [10] Галінська Т.А. Підсилення сталезалізобетонних балок попередньо-напруженими затяжками при реконструкції будівель і споруд / Т.А. Галінська, В.Ф. Пенц, Ю.О. Кушнір // Будівництво, реконструкція і відновлення будівель міського господарства: матеріали ІV міжнар. наук.-техн. інтернет-конф. 25 листопада – 25 грудня 2014 року / Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва імені О.М. Бекетова та ін.- Харків: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2014.- С.24-27.

УДК 69.036.7

АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ МАЧТОВЫХ СИСТЕМ НА СПЕКТР СОБСТВЕННЫХ ЧАСТОТ И ФОРМ КОЛЕБАНИЙ

ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF THE GEOMETRIC PARAMETERS OF MAST SYSTEMS ON THE SPECTRUM OF NATURAL FREQUENCIES AND WAVEFORMS

*д-р техн. наук В.Б. Гринев, Т.Н. Алешечкина, В.В. Виноградов, Перепелица Е.А.
Харьковский национальный университет строительства и архитектуры*

*V.B. Grinyov, Dr. Sci. Eng., T.M. Alyoshechkina, V.V. Vynogradov, Perepelytsa E.A.
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture*

Собственные частоты и формы колебаний являются определяющими величинами при изучении динамических процессов в мачтовых системах при воздей-

ствии на них переменных во времени нагрузок: ветровых, сейсмических, сбросе гололеда, от работы технологического оборудования и т.п. При рассмотрении такого класса сооружений были использованы следующие допущения: мачту рассматривают как систему, состоящую из плоских элементов (стволов и вант); ванты рассматриваются как гибкие пологие, растяжимые нити, при колебании которых не учитывают силы инерции, направленные вдоль хорды. Особенно важными при проектировании мачт являются формирование, путем варьирования геометрических параметров мачты, требуемого спектра собственных частот, а также анализ чувствительности спектра к небольшим изменениям геометрических характеристик, неизбежно возникающим в процессе возведения и эксплуатации.

В сообщении на примере мачт мобильной связи показано, каким образом формируются зоны возможного изменения нескольких первых собственных частот в зависимости от границ, варьируемых площадей поясов мачты. Мачта моделируется стержнем поперечного сечения, причем его жесткостные и массовые характеристики приводятся в соответствие с исходной решетчатой конструкцией, рассчитываемой на основе комплекса SCAD Office.

Для одномерной модели построены необходимые условия оптимальности в форме принципа максимума и построен четкий алгоритм нахождения оптимальных вариантов. Дана апостериорная оценка качества стержневой модели путем пересчета собственных частот и форм колебаний на основе конечно-элементной схемы. Приведены функции чувствительности для различных собственных частот.

[1] Бабаков И.М. Теория колебаний: учебное пособие.– М.: Дрофа, 2004. – 591 с.

[2] Гринев В.Б. Некоторые особенности задач оптимизации статически нагруженных балок. // Науковий вісник будівництва. - Харків: ХДТУБА. -2011. – Вип. 62.- с.88 - 96 .

[3] Гринев В.Б., Алешечкина Т.Н. Расчет одномерных элементов конструкций. – Харьков, 2013. – 177с.

[4] Гринев В.Б., Филиппов А.П. Оптимизация стержней по спектру собственных значений. – К.: Наукова думка, 1975. – 293с.

[5] Гринев В.Б., Яровой Ю.Н., Алешечкина Т.А., Виноградов В. В., Левада В.А. Об одной модельной задаче оптимизации мачт мобильной связи. – Харьков: Материалы IV международной научно-технической интернет конференции, 2014. – с. 138-142.

[6] Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций/ Под ред. Б.Г. Коренева, А.Ф. Смирнова. – М.: Стройиздат, 1986. – С. 359 – 376.

[7] Дривинг А.Я Устойчивость мачт на оттяжках. – М.: Издательство литературы по строительству, 1964. 112с.

[8] Перельмутер А.В. SCADOffice. Расчет мачт на оттяжках. – Киев: Изд-во СКАД СОФТ, 2004. – 46 с.

[9] Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – 4-е изд., перераб. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.

[10] Понтрягин Л.С., Болтянский В.Г., Гамкрелидзе Р.В., Мищенко Е.Ф. Математическая теория оптимальных процессов. – М.: Наука, 1969. – 384с.

[11] Хог Э., Чой К., Комков В. Анализ чувствительности при проектировании конструкций. - М.: Мир, 1988. - 428 с.

УДК 624.21

ФУНКЦІЯ ІНТЕНСИВНОСТІ ВІДМОВ ЕЛЕМЕНТІВ СПОРУД

THE HAZARD RATE FUNCTION OF STRUCTURES ELEMENTS

О.О. Давиденко

Національний транспортний університет (м. Київ)

A.A. Davydenko

National Transport University (Kiev)

Статтю присвячено проблемі ймовірнісного моделювання відмови елементів споруд, в інших термінах – оцінці залишкового ресурсу споруд.

Метою роботи є теоретичне дослідження інтенсивності відмов (швидкості деградації) в функції часу марковської моделі накопичення пошкоджень. Мотивацією дослідження є принципова важливість цього єдиного керуючого параметра моделі в оцінці ресурсу елемента. З іншого боку маємо констатувати, що в літературі відсутні дослідження зміни параметра інтенсивності відмов в функції часу експлуатації елементів будівельних конструкцій.

Дослідження обмежується залізобетонними елементами мостів.

Аналізуються функції розподілу часу служби якими можливо представити функцію інтенсивності відмов адекватну історичним даним експлуатації залізобетонних мостів України. Для аналізу прийнято три типи розподілів: нормальний, логістичний та Вейбулла (табл. 1).

Таблиця 1

Моделі визначення інтенсивності відмов

Тип розподілу	Модель визначення інтенсивності відмов
Нормальний	$\lambda_{\text{norm}}(t) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \frac{\exp\left(-\frac{(t-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}{1 - \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(t-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) dt} \quad (1)$
Логістичний	$\lambda_{\text{logis}}(t) = \frac{1}{\sigma \left(1 + \exp\left(\frac{-(t-\mu)}{\sigma}\right) \right)^2} \quad (2)$
Вейбулла	$\lambda_w(t) = \psi\varphi(\psi t)^{\psi-1} \quad (3)$

Порівняльний аналіз моделей (1)-(3) показав, що дві з них – з нормальним розподілом часу ф. (1) та розподілом Вейбулла ф. (3) є досить близькими за параметром інтенсивності відмови на відтинку часу [0 – 50] років. (Вид кривих «інтенсивність відмови - час» показано на рис.1).

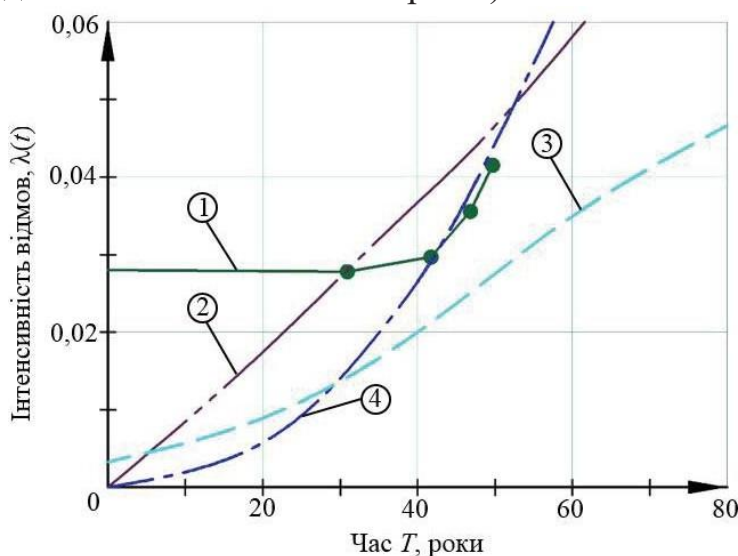


Рис. 1. Криві «інтенсивність відмови-час»:

1 – за натурними даними $\lambda T(t)$; 2 – за функцією Вейбулла $\lambda w(t)$ розподілу часу; 3 – за логістичною функцією $\lambda_{\text{logis}}(t)$ розподілу часу; 4 – за нормальною функцією $\lambda_{\text{norm}}(t)$ розподілу часу

Порівняння моделей (1) і (3) між собою приводить до висновку, що модель за нормальним розподілом часу є більш реалістичною, має кращу збіжність з натурними даними статистичного аналізу історії експлуатації автодорожніх мостів України.

Модель за логістичним розподілом дає гірші результати, як видно з рис. 1.

Виконане теоретичне дослідження інтенсивності відмов (швидкості деградації) в функції часу марковської моделі накопичення пошкоджень дає можливість уточнення прогнозу життєвого циклу експлуатації. Прогнозування залишкового ресурсу залізобетонних елементів мостів за встановленими інтенсивностями відмов дасть більш реалістичні результати.

Прогнозування життєвого циклу з застосуванням моделі інтенсивності відмов привносить в марковську модель історичний досвід експлуатації мостів.

Дослідження нашої роботи, що базується на натурних даних з експлуатації залізобетонних мостів легко узагальнюється на всі типи будівельних конструкцій.

Ця робота була виконана під керівництвом д-ра техн. наук, професора Лантуха-Лященко А.І. Висловлюю йому мою щирю подяку.

[1] Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений [Текст] / Болотин В.В. – М.: Стройиздат, 1971. – 255 с.

[2] Вентцель Е.С. Исследование операций [Текст] / Вентцель Е.С. – М.: Изд. "Советское радио", 1972. – 552 с.

[3] Давиденко О.О. Моніторинг безпечної експлуатації автодорожніх мостів України [Текст] / О.О. Давиденко // Збірник наукових праць «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика» – Д., 2015. – Вип. 7. – С. 4–12.

УДК 624.012.3/4.078.42

ВЛИЯНИЕ ПРОФИЛЯ ШПОНОК И ШИРИНЫ ШВА НА НЕСУЩЮЮ СПОСОБНОСТЬ СОЕДИНЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

THE EFFECT OF THE KEYED PROFILE AND THE SEAM WIDTH ON THE BEARING CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES JOINTS

*канд. техн. наук О.А. Довженко, канд. техн. наук В.В. Погребной,
Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка*

*O. Dovzhenko, PhD (Tech.), V. Pogrebnyi, PhD (Tech.)
Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University*

Одними из наиболее ответственных элементов проезжей части железобетонных мостов и путепроводов являются узлы соединения их несущих элементов. При действии срезающих сил наиболее целесообразно применение стыков, обладающих повышенным сопротивлением сдвигу.

Эффективность конструктивных решений шпоночных соединений железобетонных конструкций в значительной степени зависит от точности учета при их проектировании определяющих несущую способность факторов, таких как класс и вид бетона, величина обжатия и процент армирования. По вопросу качественного характера влияния указанных факторов у исследователей существует единое

мнение, отличающееся лишь в количественной оценке, что нельзя сказать о зависимости сопротивления разрушению от ряда геометрических параметров стыков. К ним принадлежат отношение глубины шпонки l_k к ее высоте h_k , форма профиля и ширина шва. Неучет этих факторов зачастую приводит к необоснованным запасам прочности и существенному повышению материалоемкости соединений.

Для оценки влияния шпоночного профиля и ширины шва были изготовлены и испытаны две серии опытных образцов.

В первой серии (всего 17 образцов из кермазито- и фибробетона) исследовались одношпоночные контактные стыки с прямоугольными, трапециевидными и треугольными керамзитобетонными шпонками при $l_k/h_k = 0,5$. Изучалось влияние угла наклона опорных граней шпонок на несущую способность соединений. Шпонки армировались в плоскости среза посередине их высоты (2Ø8, 2Ø14, 2Ø16, 2Ø18) и в двух уровнях (4Ø10). Предел текучести арматуры составлял $f_y = 210...260$ МПа, процент армирования $\rho = 0...2,89\%$. Влияние на прочность соединений расположения арматуры исследовалось на фибробетонных образцах.

Вторая серия (7 образцов) включала одношпоночные соединения с прямоугольными шпонками и переменной шириной шва $t_j = 25, 50, 100, 150$ и 200 мм. Здесь рассматривалось влияние ширины шва на предельную нагрузку и характер разрушения стыков при $l_k/h_k = 0,25$ и $0,5$.

По мнению авторов, повышение прочности треугольных и трапециевидных шпонок по сравнению с прямоугольными объясняется изменением траектории главных нормальных сжимающих напряжений в результате наклона нагруженной грани шпонки, а также наличием горизонтальной составляющей нагрузки и включением в работу арматуры на более ранних этапах нагружения. Это приводит к эффекту обоймы и доминирующему влиянию среза относительно отрыва (поперечной силы в сравнении с изгибающим моментом). Утверждение о равнопрочности треугольных и прямоугольных шпонок связано с включением в выборку для сравнительного анализа результатов испытаний прямоугольных шпонок с разным отношением размеров l_k/h_k , что приводит к значительному разбросу прочности и как следствие осторожной оценке. При наличии трения по граням шпонок несущая способность стыков повышается на 10%.

Для одношпоночных соединений с переменной шириной шва наблюдаются три случая разрушения. При $t_j = 25$ мм реализуется срез шпонки по вертикальному сечению; в интервале $t_j = 50$ мм и 100 мм – срез по наклонной плоскости в пределах высоты шпонки; при $t_j = 150$ мм и 200 мм – имеют место наклонные трещины, которые начинаются от угла одной шпонки и распространяются в междушпоночное пространство. Величина предельной нагрузки образцов при увеличении ширины шва снижается.

Из выше изложенного можно сделать выводы:

- при отношении $l_k/h_k = 0,5$ максимальную прочность имеют стыки с треугольной формой шпоночного профиля (до 15% выше по сравнению с прямоугольной);

- для одношпоночных образцов в зависимости от ширины шва в опытах реализуется: срез шпонки по вертикальному сечению (разрушение «по шпонке»); срез по наклонному сечению в пределах высоты шпонки; разрушение с выходом наклонной трещины в междушпоночное пространство (разрушение «по шву»). С увеличением ширины шва прочность шпоночных соединений уменьшается;

- применение фибробетона повышает трещиностойкость соединений, характер разрушения меняется с хрупкого на квазипластический;

- бетонные шпонки рекомендуется проектировать прямоугольного профиля с отношением глубины к высоте $0,25 \leq l_k / h_k \leq 0,5$, железобетонные и обжатые – трапециевидными с l_k / h_k в указанных пределах и треугольными с $l_k / h_k = 0,5$. Шов предлагается предусматривать шириной $t_j \leq 1,5h_k$, при этом учитывая технологические требования для данного типа соединения.

УДК 624.074.012.4

ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ В ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ

EFFECTIVENESS EVALUATION OF USE OF HIGH-STRENGTH CONCRETE IN CONCRETE FILLED STEEL TUBE STRUCTURES

*д-р техн. наук Д.А. Єрмоленко, канд. техн. наук. О.В. Демченко
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка*

*D.A. Yermolenko, Dr. Sci. Eng., O.V. Demchenko, PhD (Tech.)
Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University*

Трубобетон характеризується багатьма позитивними якостями. В таких конструкціях відкривається широка можливість для використання сучасних високоміцних бетонів. Застосування високоміцних бетонів у трубобетоні дозволить істотно зменшити розміри поперечних перерізів, а отже, і загальні витрати на будівництво. Крім того, забезпечить найбільш сприятливі умови спільної роботи бетонного ядра і сталевий оболонки на всіх етапах навантаження.

Для кількісної оцінки ефективності застосування високоміцних бетонів у трубобетоні було проведено експериментальні дослідження. Було встановлено несучу здатність стиснутих трубобетонних елементів залежно від міцності бетонного осердя, товщини оболонки та способу передачі навантаження. Під час завантаження фіксувалось два характерні зусилля: зусилля N_1 – досягнення матеріалом оболонки межі текучості; зусилля N_2 – максимальне зусилля зразків.

За результатами випробувань було обчислено коефіцієнт ефективності роботи бетонного осердя трубобетону та коефіцієнт ефективності роботи трубобетону в цілому. Спостерігається збільшення несучої здатності елементів зі збільшенням міцності бетону та товщини стінки труби.

Коефіцієнт оцінювання ефективності бетонного ядра коливається в межах 0,8 – 1,24 і залежить від товщини стінки та способу передачі навантаження.

Коефіцієнт ефективності роботи труботбетону в цілому залежить від способу передачі навантаження на труботбетонний елемент, товщини стінки труби та міцності бетону. При передачі навантаження на комплексний переріз $m=0,85-1,14$, то при передачі навантаження тільки на бетон цей коефіцієнт дорівнював 1,03 - 1,15.

В результаті досліджень були отримані експериментальні дані про характер руйнування, несучу здатність та деформований стан центрально стиснутих труботбетонних елементів із ядрами з високоміцного бетону. Випробування показали, співвідношення N_2/N_1 змінювалось в межах від 1,02 до 1,43. Залежно від коефіцієнта армування (товщини стінки) та міцності бетонного ядра значення коефіцієнта коливається в межах 0,8 до 1,24.

УДК 624.074.433:004

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ИНФОРМАЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО ПОРТРЕТА ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБОЛОЧЕК

DETERMINATION OF DEFORMATION POTENTIAL ENERGY STATE FOR CYLINDRICAL REINFORCED CONCRETE SHELL WITH HELP OF BUILDING INFORMATION TECHNOLOGIES

*канд. техн. наук О.А. Калмыков, канд. техн. наук Л.В. Гапонова, Гребенчук С.С.
Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова*

*O. Kalmykov, PhD (Tech.) L.Gaponova, PhD (Tech.), S. Grebenchuk
O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv*

Стремительно нарастающий прогресс в сфере информационных технологий открывает принципиально новые возможности в области расчета, анализа, и, как следствие, оптимизации строительных конструкций. Решение определенного пласта задачи оптимизации не представляется возможным без применения специализированно программного обеспечения, которое, в свою очередь, разрабатывается и эволюционирует с учетом требований и запросов, порождаемых результатом развития отрасли строительного проектирования.

Поводом для настоящего исследования явилось появление в последней версии ПК ЛИРА 10.6 модуля определения потенциальной энергии деформации системы (ПЭД). Как известно, критерий оценки плотности ПЭД является универсальным инструментом для оценки напряженно деформированного состояния системы. В рамках работы научной школы профессора Шмуклера В.С. указанный критерий получил значительное развитие, а корректность его применения демонстрируется на ряде прикладных задач.

Объединяя возможности ПК ЛИРА 10.6 с пакетом функциональных возможностей программных комплексов компании Autodesk открывается возможность построения, расчета, анализа и оптимизации конструкций, имеющих сложную внешнюю и внутреннюю геометрии. В данном случае процедура формирования пакета цилиндрических оболочек имела следующую последова-

тельность. На первом этапе прописывался скрипт в ПК Dynamo (рис. 1). посредством данного скрипта формируется топология оболочки с наперед заданными геометрическими параметрами. Скрипт сохраняется в формате .dym. При экспорте скрипта в ПК Revit образуется визуализация оболочки (рис. 2, а). Также на данном этапе определяется общий объем материала оболочки. Впоследствии сохраненный файл в формате .rvt импортируется в ПК Inventor (рис. 2, б). Данный импорт необходим для пересохранения файла в формат .igs. Полученный файл импортируется в ПК Gmash, где назначаются параметры триангуляции оболочки на конечные элементы (рис. 2, в). Полученный файл формата .msh открывается через ПК Лира 10.6, где, собственно говоря, выполняется назначение параметров материала конструкции и задание нагрузки (рис. 2, г). После выполнения описанной процедуры выполняется расчет, результатом которого является поле распределения плотности ПЭД, а также суммарная величина ПЭД системы.

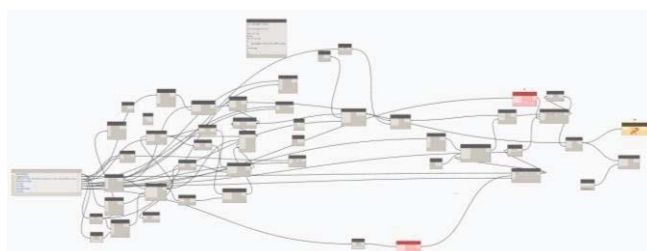


Рис. 1. Скрипт для формирования топологии оболочки.

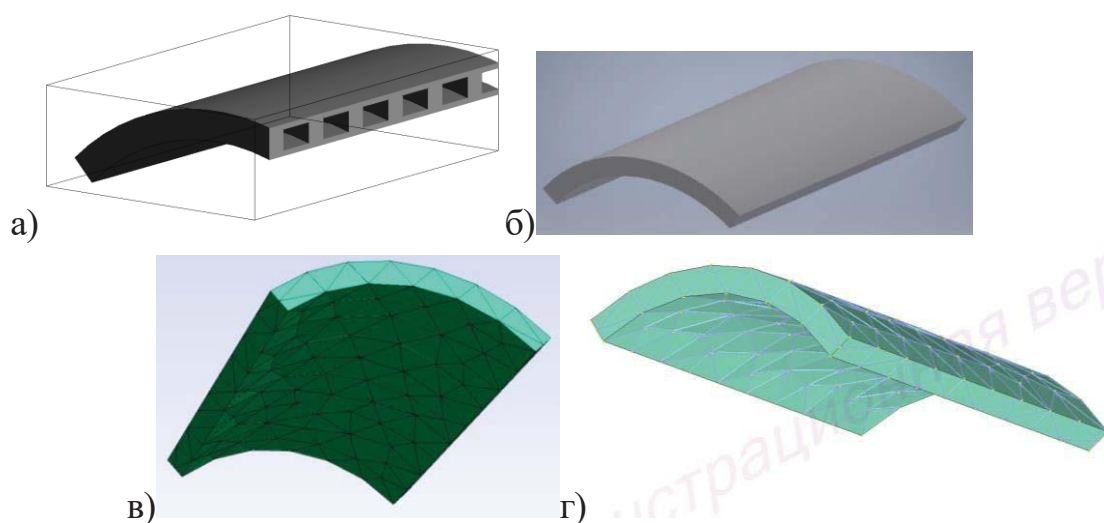


Рис. 2. Общий вид топологии оболочки в ПК:
а) Revit; б) Inventor; в) Gmash; г) ЛИРА 10.6.

Описанная процедура является цикличной. На каждом последующем цикле изменяется какой-либо геометрический параметр оболочки, что впоследствии открывает возможность построения функциональной зависимости ПЭД от того или иного геометрического параметра конструкции. Эксплуатация процедуры позволяет выполнять анализ напряженно деформированного состояния геометрических форм любой конфигурации. Отмечается, что решение подобной задачи без применения графических редакторов оказывается крайне трудозатратным и не точным.

**МОДЕЛЬ ОТКАЗА ДЛЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ КИРПИЧНЫХ ЗДАНИЙ
В УСЛОВИЯХ НЕРАВНОМЕРНО-ДЕФОРМИРУЕМОГО ОСНОВАНИЯ**

**MODEL FOR CANCELLATION FOR OPERATING BRICK BUILDINGS IN
CONDITIONS THE INEQUAL-DEFORMABLE FOUNDATION**

канд. техн. наук О.В. Кичаева

Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова (г. Харьков)

O.V. Kichaeva, PhD (Tech.)

O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Kharkov)

Вопрос нормирования технического состояния кирпичных зданий и сооружений в Украине остается актуальным в силу следующих причин:

- высокая доля кирпичных зданий в общем фонде;
- индивидуальное домостроение из кирпича составляет более 50% зданий;
- здания из кирпича являются наиболее надежными, долговечными, экологичными, пожаробезопасными, устойчивыми к биологическим и атмосферным влияниям, архитектурно выразительными.

В данный момент сложилась уникальная ситуация с нормированием технического состояния зданий и сооружений: с 1 января 2015 года потерял силу пакет нормативных и распорядительных документов по вопросам обследования и паспортизации зданий и сооружений с целью обеспечения их надежной эксплуатации, нового документа нет, существует только проект ДСТУ «Обстеження технічного стану будівель та споруд». Ранее действовавшими «Нормативними документами з питань паспортизації...» рекомендується користуватися тільки як справочним документом і в частині, не протирічачою закону «Про регулювання містобудівної діяльності».

В силу указанных причин существует потребность в разработке механизмов оценки технического состояния кирпичных зданий и сооружений, одной из составляющих которой является разработка модели отказа. Причем модель должна быть применимой для оценки состояния эксплуатируемых зданий, которые, как правило, уже подвержены деградационным процессам различного вида и интенсивности. При этом очевидно, что оценка техсостояния здания должна коррелировать с его НДС.

Одним из критериев определения напряженно-деформированного состояния сложной системы «здание – основание» может быть некоторое значение потенциальной энергии деформирования (ПЭД), названное «граничным» или «пороговым», при достижении которого система не может считаться надежной.

Для установления состояния системы необходимо понимание изменения потенциальной энергии деформирования. Численно эта энергия равна работе инерционных сил на перемещениях, вызванных этими силами. Определение трёхмерного НДС осуществляется методом конечных элементов или прибли-

женным вариационно-разностным методом, реализующим с использованием конечно-разностных представлений вариационный принцип Лагранжа:

$$\delta \mathcal{E} = 0. \quad (1)$$

В выражении (1) под знаком вариации находится функционал полной потенциальной энергии системы «тело–нагрузка», который определяется классическим соотношением

$$\mathcal{E} = U - A_1 - A_2, \quad (2)$$

где U – потенциальная энергия деформации тела;

A_1, A_2 – работа объёмных и поверхностных сил на вызванных ими перемещениях.

Составляющие функционала энергии \mathcal{E} в декартовой системе координат x, y, z записываются следующим образом:

$$U = \frac{1}{2} \int_V (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \sigma_z \varepsilon_z + \tau_{xy} \gamma_{xy} + \tau_{yz} \gamma_{yz} + \tau_{zx} \gamma_{zx}) dV \quad (3)$$

$$A_1 = \int_V (X_V u + Y_V v + Z_V w) dV; \quad (4)$$

$$A_2 = \int_{S_\sigma} (X_S u + Y_S v + Z_S w) dS; \quad (5)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \dots, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$ – компоненты тензоров напряжений и деформаций соответственно; X_V, Y_V, Z_V – компоненты объёмных нагрузок; X_S, Y_S, Z_S – компоненты поверхностных нагрузок; u, v, w – компоненты вектора перемещения в направлении осей координат x, y, z соответственно; V – объём конструкции; S_σ – часть поверхности конструкции S , на которой заданы внешние нагрузки.

Задача определения НДС тела при заданных нагрузках состоит в нахождении функций перемещений $u(x, y, z), v(x, y, z), w(x, y, z)$ доставляющих минимум функционалу потенциальной энергии \mathcal{E} .

Граничное значение потенциальной энергии деформирования системы – это случайная величина, которую можно записать в виде функции, зависящей от целого ряда параметров, являющихся, в свою очередь, также случайными величинами, что позволит получить количественную оценку.

Таким образом, функция потенциальной энергии деформирования системы может быть записана в виде:

$$U = U(a, b, t, F, E, \mu, G, \Delta), \quad (6)$$

где a, b, t – размеры конструкции, F – обобщенное силовое воздействие, в состав которого входят все нагрузки и воздействия, действующие на конструкцию, E и G – модули упругости и сдвига соответственно; μ – коэффициент Пуассона, Δ – обобщенное перемещение.

После выполнения расчетов может быть определена вероятность достижения системой граничного состояния, которая используется при оценке технического состояния здания (конструкции).

ПІДВИЩЕННЯ ДОВГОВІЧНОСТІ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ АРМУВАННЯМ БАЗАЛЬТОВОЮ ФІБРОЮ ТА БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ

канд. техн. наук Коваль П.М.

Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури (м. Київ)

На надійність та довговічність бетонних конструкцій суттєво впливають показники тріщиностійкості бетону. Відомо, що бетон має високу міцність при стиску і значно меншу – при розтягу. Покращити роботу бетону на розтяг і підвищити його тріщиностійкість дозволяє дисперсне армування бетону фіброю. Використовуються різні види фібри: металева, поліпропіленова, полімерна, сополімерна, із скловолокна. В Україні є значні поклади базальту, тому перспективним є використання базальтової фібри.

У ДерждорНДІ ім. М.П. Шульгіна за участі автора були проведені дослідження зразків бетону, виготовлених із додаванням базальтової фібри виробництва ТОВ "Технобазальт-Інвест". Дослідження показали, що базальтова фібра підвищує міцність бетону на розтяг та стійкість проти стиранності, покращує тріщиностійкість бетону, водонепроникність, морозостійкість. На основі досліджень було розроблено стандарт СОУ 42.1-37641918-091:2012 "Бетони дорожні, армовані базальтовою фіброю".

Бетон, який має високу міцність на стиск і значно меншу на розтяг, для ефективного використання в будівельних конструкціях потребує армування. Більше 100 років в будівництві широко використовується залізобетон – бетон, армований сталеву арматурою. Але в останні десятиліття у сталеву арматури з'явився конкурент – неметалева композитна арматура. Завдяки ряду переваг, вона вже зараз у таких розвинутих країнах як США, Японія, Канада, Китай та інших займає більше 20 % ринку арматури. Ресурс Research and Markets опублікував "Глобальний прогноз до 2021 року по ринку композитної арматури по типам і способам її використання". Згідно прогнозу експерти очікують темпи росту об'ємів композитної арматури в проміжку 2016 і 2021 роком на рівні 11,4 % щорічно. Вважається, що будівництво мостів, доріг, будівель, морських і берегових споруд будуть найбільш швидкозростаючими напрямками використання композитної арматури у цей період.

Перший міст із використанням композитної арматури у США був побудований у 1996 році. За останні 20 років у США і Канаді побудовано більше 400 мостів із використанням композитної арматури у різних конструкціях.

На основі базальту в Україні налагоджено виробництво високоякісної базальтопластикової арматури. Це композитна арматура, виготовлена на основі безперервного базальтового ровінгу (тонких волокон), з'єднаних термореактивною смолою (пластиком). Періодичний профіль поперечного перерізу такої арматури формується шляхом спіральної обмотки стрижня джгутом.

Які переваги базальтопластикової арматури?

- Вона має високу міцність на розтяг (у кілька разів вищу сталевій).
- Базальтопластикова арматура не кородує у більшості агресивних середовищ.
- Вона легша від сталевій в 5 разів при однаковому діаметрі, а при рівномірній заміні – в 9 разів. Це дає економію при її транспортуванні та монтажі.
- Базальтопластикова арматура є діамантною та має діелектричні властивості, що дозволяє застосувати її в спеціальних будівлях і спорудах.
- Коефіцієнти теплового розширення цієї арматури і бетону близькі один до одного, що виключає тріщиноутворення при зміні температури.
- Базальтопластикова арматура при рівномірній заміні на 10 – 30 % дешевша від сталевій арматури. Необхідно ще врахувати суттєву економію на доставці, завантаженні-розвантаженні і трудовитрат на монтажі.

Але у використанні базальтопластикова арматура має і свої особливості. Менший у порівнянні із сталевію арматурію модуль пружності збільшує прогини елементів і знижує показники тріщиностійкості, що треба враховувати при проектуванні конструкцій. Базальтопластикову арматуру неможливо зігнути безпосередньо на будівельному майданчику, її неможливо з'єднати зварюванням, тому сітки і каркаси виготовляються з використанням в'язального дроту тощо.

Тривалий час використання базальтопластиковію арматури в Україні стримувалося відсутністю нормативних документів щодо проектування таких конструкцій. Під керівництвом професора Клімова Ю.А. були проведені комплексні дослідження, які включали випробування базальтопластиковію арматури на розтяг і зріз, дослідження зчеплення арматури з бетоном, визначено міцність, жорсткість, тріщиностійкість бетонних конструкцій, що згинаються, армованих композитною арматурію. Позитивні результати досліджень дали можливість розробити національний стандарт ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 "Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурію на основі базальто- і склоровінгу". Цей нормативний документ сприяє ширшому використанню базальтопластиковію арматури при будівництві та ремонтах будівель і різних видів споруд.

Під керівництвом автора було випробувано 48 балок прогоном 2000 мм виготовлених із бетону і базальтофібробетону, армованих базальтопластиковію арматурію виробництва ТОВ "Технобазальт-Інвест" різного діаметру на дію одноразових та малоциклових навантажень. За результатами досліджень були розроблені Р В.2.3-03450778-846:2014 "Рекомендації з проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб" та "Методичні рекомендації з розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковію арматурію, на дію малоциклових навантажень".

Фізико-механічним інститутом НАН України ім. Г.В. Карпенка були проведені дослідження роботи базальтопластиковію арматури різних діаметрів на витривалість. Випробування на розтяг при прикладенні 2 млн циклів навантаження показали, що базальтопластикову арматуру можна використовувати у конструкціях, які працюють на витривалість, а показники витривалості базальтопластиковію арматури співрозмірні із аналогічними показниками високоміцної сталевію арматури.

В Національному транспортному університеті за участю автора були проведені випробування бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою різного діаметру, на дію 2 млн циклів навантаження. Позитивні результати дослідження дозволили розробити "Рекомендації із розрахунку на витривалість бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою". Під керівництвом автора розроблено проект ремонту моста із армуванням базальтопластиковою арматурою бетонних конструкцій, які розраховуються на витривалість. Проект планується реалізувати у 2017 році на автодорозі Київ – Харків, очікуваний економічний ефект від використання базальтопластикової арматури 80 тис. грн.

Висновки. Дослідження бетонних конструкцій, армованих базальтовою фіброю та базальтопластиковою арматурою, забезпечили створення в Україні системи нормативних документів, які дозволяють проектувати інженерні споруди і будівлі з такими елементами. Використання базальтової фібри та базальтопластикової арматури при кваліфікованому проектуванні підвищує довговічність конструкцій, зменшує затрати на виконання ремонтних робіт в процесі експлуатації інженерних споруд і будівельних.

УДК 624.046.4

МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ТРУБЧАТЫХ СТЕРЖНЕЙ НА УСТОЙЧИВОСТЬ С РЕГУЛИРОВАНИЕМ ОСТАТОЧНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ

О.Н. Козлова

ООО «Научно-производственное объединение «УКРБУДЭКСПЕРТ» (г. Киев)

Работоспособность любой конструкции определяется не только требованиями прочности, но и требованиями устойчивости отдельных ее элементов. В связи с тем, что в сварных конструкциях имеет место напряженно-деформированное состояние, созданное в процессе сварки, важно выяснить степень его влияния на местную и общую устойчивость элементов сварных конструкций [1-9].

Цель настоящих исследований – проведение экспериментальных испытаний на устойчивость сжатых стержней трубчатого сечения с регулированием остаточного напряженного состояния путем наплавки холостых валиков по образующим.

В соответствии с поставленными задачами в этой части работы предусматривалось:

- изготовление экспериментальных образцов – элементов трубчатого сечения с остаточным состоянием, возникающим после предварительного напряжения путем наплавки холостых валиков по образующим, и контрольных образцов, изготовленных из труб в состоянии поставки;
- проведение сравнительных испытаний, изготовленных образцов при одинаковых значениях эксцентриситета приложения вертикальной нагрузки в пределах серии образцов;

- проведення сравнительных испытаний, изготовленных образцов при центральном приложении вертикальной нагрузки в пределах серии образцов;
- сопоставление результатов испытаний образцов с остаточным состоянием и контрольных образцов (в состоянии поставки);
- исследование возможности повышения устойчивости сжатых элементов за счет наплавки сварных швов, в т.ч. и на части длины;
- использование полученного экспериментального материала для подготовки рекомендаций по расчету сжатых элементов из труб.

[1] Патон Е.О. Влияние усадочных напряжений на прочность сварных конструкций [Текст] / Патон Е.О., Горбунов Б.Н., Берштейн Д.И.; Автоген. дело. – 1937. – № 7. – С. 4–15.

[2] Августын Я. Влияние остаточных напряжений на поведение сжатых стержней [Текст] / Свароч. пр-во. – 1961. – № 11. – С. 15–18.

[3] ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. [Текст] / Мінрегіон України. - К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.

[4] Окерблом Н.О. Влияние остаточных напряжений, создаваемых сваркой, на местную и общую устойчивость элементов сварных конструкций [Текст] / XIII Конгресс Междунар. ин-та сварки (13–19 июня 1960 года в г. Льеже). – М.: Гос. изд-во машиностр. лит., 1962. – С. 233 – 239.

[5] ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст] / Мінбуд України. - К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.

[6] Левенсон Я.С. Конструкции из стальных труб [Текст] / М. Стройиздат, 1967 г. – С.4–15.

[7] Makiro A. Residual-stress determination by single-axis holographic interferometry and hole drilling. Pt.1. Theory [Text] / Makiro A., Neison D. // Experimental Mechanics. – 1994. – V. 34, №1. – P. 66–78.

[8] Окерблом Н.О. Сварочные напряжения в металлоконструкциях. [Текст] / М.-Л., и 1-я тип. Машгиза в Лгр., 1950 г. С. 4–9.

[9] Голоднов А.И. Исследование остаточных напряжений в элементах трубчатого сечения после наплавки сварных швов [Текст] / Голоднов А.И., Козлова О.Н, Иванов А.П. // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського / Відп. Ред. О.В. Шимановський. – К.: Вид-во «Сталь», 2008, вип. 1. – С. 75–79.

УДК 624.074.4.012.45

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРОК З ДЕФЕКТАМИ ТА ПОШКОДЖЕННЯМИ

METHOD OF CALCULATION REINFORCED CONCRETE ARCHES WITH DEFECTS AND DAMAGES

*канд. техн. наук Г.П. Коломійчук, Г.С. Варич
Одеська державна академія будівництва та архітектури*

*G.P. Kolomiychuk, PhD (Tech.), G.S. Varich
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

В даний час може вважатися загально визнаним той факт, що різні випадкові недосконалості (дефекти) відіграють істотну роль в проблемі руйнування реальних залізобетонних арок. Під дефектом мається на увазі кожна окрема невідповідність при виготовленні (зведенні) конструкції вимогам, встановленим нормативно-технічною документацією.

В процесі експлуатації під дією зовнішнього навантаження і навколишнього середовища виникають пошкодження в залізобетонних арках. Під пошкодженнями мається на увазі подія, що полягає в порушенні справності частини конс-

трукції, внаслідок впливу зовнішніх впливів, що перевищують рівень, встановлений в нормативно-технічній документації. Ступінь пошкодження конструкції залежить від часу її експлуатації, а також від заходів, що проводяться з відновлення її експлуатаційної придатності.

Поведінка залізобетонних арок при навантаженні характеризується стадіями роботи конструкції. У перших двох стадіях до появи тріщин (що відповідає інтервалу приблизно від чверті до третини експлуатаційних навантажень) конструкція залізобетонної арки працює як пружна з появою пластичних деформацій в розтягнутому бетоні. Третя стадія характеризується утворенням в розтягнутих зонах тріщин і пластичних деформацій в стислому бетоні. Внаслідок цього відбувається перерозподіл внутрішніх зусиль і збільшення прогину. Утворення тріщин у розтягнутих зонах, значна пластичність в стислих шарах і наявність арматури забезпечують фізично нелінійну модель арки.

Розроблена систематизація експериментальних і натурних короточасних досліджень конструкцій залізобетонних арок різної геометрії з різними контурними закріпленнями під дією рівномірно розподіленого та зосередженого статичного навантаження. Зафіксовані навантаження під дією яких виникають перші тріщини в конструкції залізобетонної арки, а також подальший їх розвиток з підвищенням навантаження і навантаження руйнування. Виходячи з аналізу експериментальних і натурних досліджень, отримані типи тріщин, розроблена нелінійна фізична модель, яка дозволяє визначати податливості для кожного типу тріщин, а по них жорсткості по всьому полю залізобетонної арки.

Записана система нелінійних диференціальних рівнянь, що описує поведінку залізобетонної арки з дефектами при виготовленні на протязі усього процесу навантаження, до якої застосовано чисельний метод скінченних різниць і отримано систему нелінійних алгебраїчних рівнянь. Математична модель дозволяє розглядати в конструкції залізобетонної арки одночасно усі стадії роботи матеріалу (пружну, пружно-пластичну і тріщини в бетоні; пружну і пружно-пластичну в арматурі), а також враховувати прогини, що виникають під дією навантаження.

Морські і прибережні бетонні та залізобетонні споруди працюють в виключно несприятливих умовах багатокомпонентного агресивного середовища та силових навантажень. Оцінку ступеня впливу силових і несилових факторів на напружено-деформований стан і довговічність залізобетонних арок з локальними пошкодженнями захисного шару бетону та корозії арматури запропоновано виконувати з застосуванням теорії деформування залізобетону з тріщинами.

Вибір моделі деградації, зважаючи на складність процесів, що протікають в структурі матеріалів, є не простим завданням. На сучасному етапі найбільш широкого застосування набули моделі деградації, засновані на кінетичній, фізико-статистичній та феноменологічній концепціях.

В роботі обрані моделі, що найбільш повно описують не тільки кінетику процесів деградації, а й вплив на зміну міцнісних властивостей залізобетонної арки. Ці моделі отримані методами прискорених випробувань та математичного моделювання фізико-хімічних процесів взаємодії агресивного середовища з матеріалом конструкції.

Розроблена методика розрахунку залізобетонних арок з дефектами та пош-

кодженнями використовується і для визначення їх технічного стану за зовнішніми ознаками. Визначення габаритів тріщин на поверхні залізобетонних арок, а також їх облік в математичних моделях виконується за стандартними методами обстеження конструкцій.

Отримавши картину тріщин, при обстеженні залізобетонної арки, визначивши їх габарити і орієнтацію, готуються вихідні дані для застосування інформації в математичній моделі для визначенням податливостей (жорсткостей), напружень і деформацій. Додатково визначаються геометричні параметри арки та її деформована вісь і локальні пошкодження бетону і арматури отримані під час експлуатації.

На розрахункову модель залізобетонної арки наноситься скінченно-різницева сітка. Кількість скінченно-різницевих вузлів визначається необхідною точністю в кожному конкретному випадку. У математичній моделі передбачено симетричне, несиметричне і локальне навантаження. Розрахунок виконується за вихідними даними, отриманими під час обстеження залізобетонної арки.

Використовуючи моделі деградації бетону та арматури, можна виконувати розрахунки по прогнозуванню фізичного зносу залізобетонної арки під дією силового навантаження та агресивного середовища і тим самим планувати терміни виконання поточних та капітального ремонтів.

Накопичення даних з досвіду поведінки залізобетонних арок в процесі експлуатації дасть можливість побудувати узагальнені схеми тріщин для різних рівнів навантаження і термінів життєвого циклу конструкції для визначення її ресурсу з використанням математичної моделі.

УДК 624.012.045

КЛАССИФИКАЦИЯ ДИСКРЕТНЫХ ТРЕЩИН ПЛОСКОНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

THE DISCRETE CRACKS CLASSIFICATION OF PLANE-STRESS REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS

док. техн. наук В.И.Колчунов¹, канд. техн. наук И.А. Яковенко¹, Я.В. Лымарь²

¹Национальный авиационный университет (г. Киев)

²ООО "Укринсталькон им. В. Шимановского" (г. Киев)

V.I. Kolchunov¹, Dr. Sci. Eng., I.A. Iakovenko¹, PhD (Tech.), Ia.V. Lyymar²

¹National Aviation University (Kyiv)

²LLC "V. Shimanovsky UkrISC" (Kyiv)

Предложена новая, наиболее полная, классификация базовых трещин в плосконапряженных железобетонных конструкциях (в том числе составных) в основу которой положена геометрическая, силовая (деформационная) и межсредовая концентрация напряженно-деформированного состояния (НДС), с соответствующими источниками-концентраторами [1, 2].

I. Развитие базовых трещин к зонам концентрации НДС:

1. Наклонные базовые трещины, развивающиеся к зонам или из зон *геометрической концентрации* НДС. Это зоны изменения геометрических размеров поперечных сечений, входные углы концентрации, концентрации от некруглых отверстий.

2. Наклонные базовые трещины, развивающиеся к зонам или из зон *концентрации силового и деформационного нагружения*: места расположения опорных реакций и сосредоточенных сил; места изменения интенсивности нагружения по контуру конструкции; места деформационного нагружения от просадок. Особое значение на картину развития трещин имеет характер нагружения: изгибное, сдвиговое, сжатие (растяжение), рис. 1.

3. Продольные базовые трещины, развивающиеся в зонах *межсредовой концентрации деформаций*: вдоль продольной арматуры в зонах заанкеривания; в швах между бетонами в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях.

II. Развитие смежных трещин, прилегающих к базовым и образующих веера относительно полюсов (сосредоточенных сил), в зависимости от характера нагружения (изгибное, сдвиговое, сжатие (растяжение)):

1. Наклонные смежные трещины, развивающиеся параллельно базовым при сдвиговом характере нагружения, рис. 1.

2. Наклонные смежные трещины, развивающиеся веерообразно относительно полюсов (сосредоточенных сил) при изгибном характере нагружения (угол веерообразных трещин изменяется от угла наклона базовых трещин $\alpha_{\text{bas},i}$ до 90° к горизонтали (или от $\alpha_{\text{bas},i}$ до 0° к горизонтали).

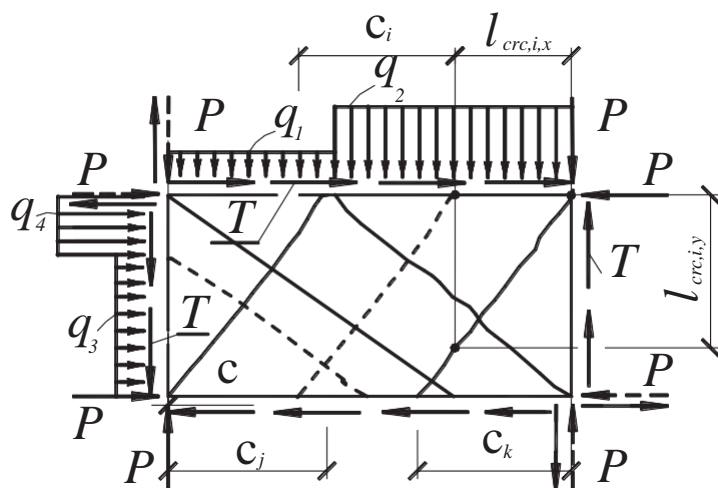


Рис. 1. Базовые и смежные трещины плосконапряженных железобетонных конструкций при наложении геометрической и силовой концентрации:
 — базовые трещины;
 - - - смежные трещины

базовым

III. Многоуровневое развитие различных базовых и смежных трещин [3] с определением расстояния между ними с помощью специальных моделей второго уровня, вырезаемых в плосконапряженной железобетонной конструкции в виде представительных объемов бетона (образуемых толщиной конструкции и размерами, соизмеримыми с шагом поперечной арматуры или с удвоенной толщиной защитного слоя продольной арматуры, соответственно), включающих поперечную или продольную арматуру.

IV. Развитие базовых и смежных трещин в плосконапряженных железобетонных конструкциях происходит по траекториям, приближающимся к прямым линиям. При этом их проекции на горизонталь (вертикаль) отыскиваются на основе блочной модели.

Возможно также наложение рассмотренных базовых и смежных трещин (рис. 1). Эти схемы нагружения наиболее часто встречаются в практике строительства в особых условиях [4].

Таким образом предложена общая, наиболее полная, классификация базовых трещин, пригодная для плосконапряженных железобетонных конструкций, в основу которой положена геометрическая, силовая (деформационная) и межсредовая концентрация НДС, с соответствующими источниками-концентраторами, которая позволяет располагать полной картиной различных базовых и смежных трещин, возникающих в железобетонных конструкциях при силовых и деформационных воздействиях. Располагая такой информацией, заметно упрощается проблема определения жесткости железобетонных конструкций.

[1] Гольшев А. Б. Сопротивление железобетона / А. Б. Гольшев, В. И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.

[2] Тугай Т.В. Основні результати експериментальних досліджень жорсткості плосконапружених залізобетонних складених конструкцій / Т. В. Тугай // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 29. – С. 369–375.

[3] Колчунов В. И. К образованию наклонных трещин последующих уровней в железобетонных составных конструкциях / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4(39). – Т. 1. – С. 140–149.

[4] Колчунов В. И. Анализ схем трещин в железобетонных конструкциях сейсмостойких зданий и их учет по нормам Украины и еврокода 8 / В.И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. Г. Марьенков // Будівельні конструкції. – 2015. – Вип. 82. – С. 540-549.

УДК 624.012.35:620.173/174

МЕТОДОЛОГІЯ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

METHODOLOGY FOR CALCULATING THE STRENGTH OF NORMAL SECTIONS REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

канд. техн. наук. Д.В. Кочкарёв

Національний університет водного господарства та природокористування (м. Рівне)

D.V. Kochkarev, PhD (Tech.)

National University of Water and Environmental Engineering, (Rivne)

Діючи норми проектування передбачають розрахунок залізобетонних елементів на основі деформаційної моделі розрахунку, в основу якої покладено діаграми деформування матеріалів. Вони ж допускають використання різних функцій залежності напружень від деформацій. Це в свою чергу сприяло суттєвому розвитку різних методик розрахунку залізобетонних елементів. У своїй переважній більшості запропоновані методики стосуються лише прямокутних перерізів із одиничним або подвійним армуванням. Що стосується елементів таврового або круглого профілю, елементів прямокутного перерізу із розподіленою по висоті арматурою,

то тут практично відсутні інженерні методики розрахунку. Запропонуємо методологію розрахунку залізобетонних елементів та конструкцій, яка дозволяє однаково просто виконувати розрахунки міцності перерезаних вище елементів.

В основі нелінійного розрахунку залізобетонних елементів на основі реальних діаграм деформування покладаються наступні передумови: приймається справедливою гіпотеза плоских перерізів; діаграма деформування бетону та арматури приймаються у вигляді загально прийнятих. Міцність перерізу за відповідного виду деформування визначають, шляхом складання рівнянь статички та застосуванням до них екстремального критерію із обмеженням деформацій в бетоні та напружень в арматурі. Розділивши геометричні параметри перерізу від фізико-механічних можна запропонувати умову міцності перерізів залізобетонних елементів у вигляді

$$\frac{F_{Ed}}{S_c} \leq f_i, \quad (1)$$

де F_{Ed} , S_c – силовий параметр та відповідна йому геометрична характеристика перерізу бетону властива певному напружено-деформованому стану; f_i – розрахунковий опір залізобетону за відповідного напружено-деформованого стану. У випадку, якщо розрахунковий опір визначається за декількома умовами то приймається його мінімальне значення.

Запишемо умову (1) для різних напружено-деформованих станів:

– для плоского згину

$$\frac{M_{Ed}}{W_c} \leq f_{zM}, \quad (2)$$

де $f_{zM} = f(\text{клас бетону}, \rho_f, f_{yd})$ – розрахунковий опір залізобетону при згині, визначається за відповідними таблицями, $W_c = bd^2/6$ – пружній момент опору робочого перерізу бетону; $W_c = bd^2/6$ - для прямокутного профілю, $W_c = 0,1d^3$ - для круглого перерізу;

– позацентрового стиску

$$\frac{N_{Ed}}{A_c} \leq f_{zN}, \quad (3)$$

де $f_{zN} = f(\text{клас бетону}, \rho_f, f_{yd}, e_0/d, \lambda = l/d)$ – розрахунковий опір залізобетону при позацентровому стиску, визначається за відповідними таблицями; A_c - площа робочого перерізу бетону; $A_c = bd$ – для прямокутного профілю, $A_c = \pi d^2/4$ – для круглого профілю.

Загалом деформаційні характеристики бетону мають функціональну залежність від його міцності. Це дає можливість розглядати таке поняття, яке носить назву механічний процент армування і визначається за виразом

$$\omega = \frac{\rho_f f_{yd}}{f_{cd}}. \quad (4)$$

Після нескладних перетворень основних рівнянь рівноваги отримаємо залежність, у відповідності з прийнятими позначеннями

- для згину

$$k_z = f(f_c, \omega) = \frac{M_{Ed}}{f_c W_c}; \quad (5)$$

- для стиску

$$k_z = f(f_c, \omega, e_0/d, l/d) = \frac{N_{Ed}}{f_c A_c}. \quad (6)$$

Дана залежність має місце не тільки при різних класах бетону і арматури, а навіть і при різній тривалості дії навантаження. Запропоновані залежності дозволяють вирішувати всі типи задач проектування залізобетонних елементів.

Приклад 1. Визначити армування колони круглого перерізу $d=40$ см із бетону класу C20/25 та арматури A400C, яка завантажена силою $N_{Ed}=1400$ кН з ексцентриситетом $e_0=12$ см.

Розв'язок. Визначаємо ексцентриситет прикладання поздовжньої сили в перерізі з максимальним моментом та умовну гнучкість арки

$$\frac{e_0}{d} = \frac{12}{40} = 0,3; \quad f_{zN} = \frac{N_{Ed}}{0,785d^2} = \frac{1400}{0,785 \times 40^2} \times 10 = 11,15 \text{ МПа.}$$

За таблицями знаходимо необхідний процент армування та визначаємо площу перерізу арматури $\rho_f = 2,0\%$ $A_s = \rho_f \times A_c = 0,02 \times 0,785 \times 40^2 = 25,12$ см².

Остаточно приймаємо 8Ø20 A400C, $A_s=25,14$ см².

УДК 519.233

ФУНДАМЕНТАЛЬНЫЕ РЕШЕНИЯ ПРИВЕДЕННОГО УРАВНЕНИЯ ПАРАМЕТРИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ

д-р техн. наук Ю.С. Крутий, д-р техн. наук Н.Г. Сурьянинов
Одесская государственная академия строительства и архитектуры (г. Одесса)

Параметрические колебания описываются уравнением Матье, которое в канонической форме принято записывать в виде [1]

$$y''(x) + (a - 2q \cos 2x)y(x) = 0, \quad (1)$$

где a, q – некоторые постоянные параметры.

Данное уравнение имеет множество приложений, причем, в зависимости от природы исходной задачи, параметры a, q определяются по-разному.

Во многих приложениях возможен такой характер параметрических колебаний, при котором параметр a при определенных условиях будет нулевым. Например, при колебаниях тонкой прямоугольной пластинки, помещенной в воздушном потоке со скоростью течения $v = v_0 + v_1 \sin \omega t$, при колебаниях стержня под действием осевой периодической силы или при колебаниях массы m в магнитном поле с переменным магнитным потоком, и в целом ряде других технических приложений.

Аналитическое решение уравнения (1) для рассматриваемого случая предлагается построить *методом прямого интегрирования*. Суть метода подробно изложена в [2, 3]. Он основан на построении точных решений соответствующих

дифференциальных уравнений с последующей разработкой способа численной реализации найденных общих интегралов.

На основе предложенного подхода определены фундаментальные решения уравнения Матъе при нулевом параметре a и произвольном параметре q . Наряду с исходным уравнением Матъе рассматривается равносильная ему система уравнений. Фундаментальные решения ищутся в виде степенного ряда. Построена фундаментальная матрица решений равносильной системы уравнений. Показано, что эта матрица определяется однозначно и является матрицантом. Общее решение равносильной системы дифференциальных уравнений выражается с помощью матрицанта известной формулой, откуда получается общее решение исходного уравнения Матъе.

Изложенные принципы определения фундаментальных решений частного случая уравнения Матъе могут быть использованы для решения уравнения Матъе при произвольных параметрах a и q .

Решение уравнения Матъе имеет важнейшее прикладное значение, поскольку позволяет исследовать параметрический резонанс, который характеризуется сложным характером взаимодействия конструкции и набегающего потока и, в общем случае, связан с изменением во времени параметров динамической системы, приводящим к увеличению амплитуды колебаний. Например, вследствие изменения силы натяжения вант подвесного моста происходит возбуждение колебаний пролетных строений. Этот же эффект наблюдается в популярных сегодня навесных фасадных системах, крепящихся на так называемую подсистему — набор продольных и поперечных линейных элементов, передающих усилия с панелей обшивки на несущую конструкцию самого здания.

[1] Пановко Я. Г. Внутреннее трение при колебаниях упругих систем / Я. Г. Пановко. — М.: Физматгиз, 1960. — 193 с.

[2] Крутий Ю. С. Задача Эйлера в случае непрерывной поперечной жесткости / Ю. С. Крутий // Строительная механика и расчет сооружений. — 2010. — № 6, 2010. — С. 22–29.

[3] Крутий Ю. С. Задача Эйлера в случае непрерывной поперечной жесткости (продолжение) / Ю. С. Крутий // Строительная механика и расчет сооружений. — 2011. — № 2. — С. 27 – 33.

УДК 624.21

ШИРИНА РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН КАК КРИТЕРИЙ ДЕГРАДАЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

THE WIDTH OF CRACK OPENING AS A CRITERION FOR DEGRADATION OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS OF STRUCTURES

*д-р техн. наук А.И. Лантух-Лященко
Национальный транспортный университет (г. Киев)*

*Albert Lantoukh-Liaschenko, Dr. Sci. Eng.
National Transport University, (Kyiv)*

Предлагаемая здесь детерминистическая модель оценки и прогноза жизненного цикла изгибаемых железобетонных элементов строится в функции одного

параметра – ширины раскрытия нормальных трещин. Ширина раскрытия трещин, в свою очередь, есть функцией параметров физико-механических характеристик материалов элемента. В такой постановке модель прогноза будет применима на всех этапах жизненного цикла. Задача ограничивается железобетонными изгибаемыми элементами мостов. Следующие две гипотезы составляют теоретическую базу модели:

А. Критерием технического состояния элемента принимается числовой параметр ширины раскрытия трещины, служащий количественной интегральной характеристикой процесса деградации.

Б. Параметр ширины раскрытия трещины является достаточно информативным для построения закона деградации железобетонного изгибаемого элемента в функции времени.

Процесс деградации – рост ширины раскрытия трещины будем описывать одномерным дифференциальным уравнением

$$\frac{dA(t)}{dt} = \gamma A(t) \quad (1)$$

где $A(t)$ – ширина раскрытия трещин, функция времени; γ – скорость деградации, константа; t – время.

Решение дифференциального уравнения (1) имеет вид:

$$A(t) = a_0 \exp(-\gamma t), \quad (2)$$

здесь a_0 – начальное значение ширины раскрытия трещин суть постоянная интегрирования, определяемая из начального условия: при $t = 0$ $A(t) = a_0$.

Начальное значение ширины раскрытия трещин при проектировании определяется функцией О.Я. Берга $[0,0]$:

$$a_0 = f_a(H, R, E, \sigma, \Psi), \quad (3)$$

где H – геометрические характеристики сечения; R, E – физико-механические характеристики сечения; σ – напряжения в сечении; Ψ – коэффициент типа сечения. Параметры (H, R, E, σ, Ψ) определяются в соответствии с требованиями действующих норм проектирования.

Проектный срок эксплуатации T получим из решения (2) положив $A(t) = A_{lim}$, где A_{lim} – скаляр, граничное значение ширины раскрытия трещин в эксплуатации:

$$T = \frac{1}{\gamma} \ln \left(\frac{A_{lim}}{a} \right), \quad (4)$$

Для использования в проектной практике прогноза (4) введем коэффициент надежности как 5% квантиль нормально распределенной переменной T :

$$T_d = T \cdot \gamma_t \quad (5)$$

где T_d – проектный срок службы элемента; γ_t – коэффициент надежности времени жизненного цикла.

Коэффициент надежности определяется зависимостью

$$\gamma_t = \exp(0,8 \cdot \beta \cdot V_R - 1,645 V_Q) \quad (6)$$

где β – предельное значение характеристики безопасности, соответствующее предельному значению предельной ширины раскрытия трещин A_{lim} ; V_R и V_Q – обобщенные коэффициенты вариации элемента и нагрузки соответственно.

Выводы

1. Представленная новая модель, использующая параметр ширины раскрытия трещин, может стать базой для разработки простого инженерного аппарата прогнозирования ресурса на всех этапах жизненного цикла, начиная с проектирования.

2. Модель открывает путь управления ресурсом изгибаемых железобетонных элементов варьируя механические характеристики материалов, площадь арматуры, схемы армирования. В системе эксплуатации автодорожных мостов предложенная модель, позволяет прогнозировать срок службы изгибаемых железобетонных элементов мостов на всех этапах жизненного цикла эксплуатации железобетонных мостов.

[1] Берг О.Я. Исследование процесса трещинообразования в железобетонных элементах с арматурой периодического профиля / О. Я. Берг // – М: Трансжелдориздат, 1954. – №44. – с. 5 – 10.

[2] Берг О.Я. О предельном состоянии по трещинам в железобетонных мостовых конструкциях / О.Я. Берг // Вопросы проектирования и строительства железнодорожных мостов. М.: Трансжелдориздат, 1951. – Вып. 3. – 11 с.

УДК 624.138.4

ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МАССИВА ГРУНТА, ЗАГРЯЗНЕННОГО ПЕРУКСУСНОЙ КИСЛОТОЙ

ESTIMATION OF THE STRESS-DEFORMED STATE OF GROUND, POLLUTED BY PEROXIC ACID

А.М. Левенко

Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А. Н. Бекетова

Levenko Ganna

O. M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Kharkiv)

В последнее время возникла проблема загрязнения промышленными стоками грунтов непосредственно под промышленными зданиями, что в свою очередь приводит к набуханию оснований, перемещениям фундаментов и разрушению строительных конструкций. Поэтому при проектировании следует учитывать влияние набухания на всю систему «основание – фундамент – сооружение» для более надежной работы конструкции. Существующие нормы регламентируют лишь правила проектирования на набухающих грунтах, но не дают возможности прогнозировать дальнейшее поведение основания в случае химических загрязнений. Кроме этого, мало изучен процесс поведения набухающих

грунтов после их химического закрепления и напряженно-деформируемое состояние (НДС) системы «закрепленное основание – фундамент – сооружение».

Задаваемые жесткостные характеристики: E_i – модуль деформации, ν_i – коэффициент Пуассона, P_i – нагрузка, передаваемая на основание.

Рассматривается плоская задача, грунтовый массив находится в условиях плоской деформации и имеет размеры 10x10 м. По центру массив воспринимает нагрузку от фундамента шириной 1 м (зона 3). Внутри массива находится зона 1 с размерами 5x5 м, подверженная закислячиванию и в дальнейшем закреплению. Остальная часть массива представляет зону 2.

Во внимание принимались следующие расчетные схемы:

- расчетная схема 1. Зона I, II – грунт с нормальными (естественными) характеристиками. Зона 3 – фундамент, бетон C16/20. Нагрузка на зону 3 – сосредоточенная сила 100 т;

- расчетная схема 2. Зона II – грунт с нормальными (естественными) характеристиками. Зона I – грунт с закисляющимися характеристиками. Зона III – фундамент, бетон C16/20. Нагрузка на зону III – сосредоточенная сила 100 т;

- расчетная схема 3. Зона II – грунт с нормальными (естественными) характеристиками. Зона I – грунт с закисляющимися характеристиками. Зона 3 – фундамент, бетон C16/20. Нагрузка на зону III – сосредоточенная сила 125 т;

- расчетная схема 4. Зона II – грунт с нормальными (естественными) характеристиками. Зона 2 – грунт с уплотненными характеристиками. Зона III – фундамент, бетон C16/20. Нагрузка на зону III – сосредоточенная сила 125 т. Координаты узлов модели задавались из результатов расчета деформаций расчетной схемы 2.

Моделирование производилось в «Лире САПР». Конечноеэлементная модель формировалась из КЭ-21 – прямоугольный элемент плоской задачи (балка-стенка). Модель включала 1686 узлов и 1604 элемента. Толщина элементов, условно, назначалась равной 1 м.

В результате были получены характеристики напряженно-деформируемого состояния основания при четырех различных условиях загрязнения и нагружения.

Основным критерием для сравнения были приняты значения перемещений вдоль осей X, Y и Z, а также величины напряжений, возникающих в грунтовом массиве.

После проведения работ по закреплению грунтового массива загрязненного растворами перексусной кислоты величина деформаций уменьшается на 48,9 % для грунтов с параметром $L < 3$ %, на 26,11 % для грунтов с параметром $L 3 - 10$ %; на 32 % для грунтов с параметром $L 10 - 30$ %; на 33,4 % для грунтов с параметром $L > 30$ %.

Это наглядно указывает на качественное улучшение состояния грунтового массива после закрепления его рекомендуемыми в работе рецептурами. После проведения работ по улучшению строительных свойств массивов грунта, загрязненных промышленными стоками перексусной кислоты, деформации грунтов практически равняются деформациям в их естественном состоянии.

**МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ
КРОТКОВРЕМЕННОМ И ДЛИТЕЛЬНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ**

**MODELING OF WORK OF STEEL AND CONCRETE ELEMENTS WITH
SHORT AND LONG LOAD**

канд. техн. наук. Лобяк А.В., канд. техн. наук. Орел Е.Ф.

Украинский государственный университет железнодорожного транспорта (г. Харьков)

A.V. Lobiak, PhD (Tech.), Ye.F. Orel, PhD (Tech.),

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

На сегодняшний день существует множество аналитических методик расчета сжатых трубобетонных элементов при кратковременных нагрузках, которые дают достаточно близкие значения несущей способности сжатого трубобетонного элемента. Для сталебетона применимы и общий подход к расчету железобетонных конструкций с жестким или косвенным армированием, и способы приведения бетона к стали с последующим расчетом сталебетона как стальной конструкции, численные методы расчета на основе нелинейной деформационной модели, а также подходы, рекомендуемые Eurocode 4. Также существуют теоретические способы учета реологических свойств бетонного ядра, которые как правило отличаются сложными вычислениями и немалой погрешностью.

Несмотря на большой выбор методов определения несущей способности сжатого трубобетонного элемента, незавершённым остается вопрос построения полноценной методики расчета напряженно-деформированного состояния при кратковременных и длительных нагрузках с учетом истинной диаграммы деформирования бетонного ядра, работающего в условиях объемного напряженного состояния, контактного взаимодействия между стальной обоймой и сердечником, геометрической нелинейности стальной оболочки, а также в зависимости от перераспределения усилий по плоскости нагружения.

Решение поставленной задачи предлагается выполнять на основе нелинейной модели с учетом особенностей деформирования бетонного ядра и стальной обоймы в условиях неоднородного напряженного состояния. Основная сложность при расчете трубобетона в такой постановке заключается в отсутствии диаграмм для ядра ($\sigma_{сз} - \varepsilon_c$), внешний вид которых будет определяться заранее неизвестной величиной бокового давления стальной обоймы на бетон $\sigma_{сру}$.

Реализация поставленной задачи предполагает применение вычислительного комплекса в качестве основного инструмента компьютерного моделирования. Методика расчета использует шагово-итерационный алгоритм, который условно можно разделить на следующие этапы. На первом этапе по аналитической зависимости, полученной на основании статистической обработки опытных значений, определяется коэффициент бокового давления k . Далее, на основе конечно-элементной модели, выполняется расчет НДС для первого шага нагружения. При первом и каждом последующем шаге осуществляется итера-

ционный процесс определения истинного значения прочности бетонного ядра f_{c3} в соответствии с критерием Н.И. Карпенко $f_{c3} = f_{cc} + k\sigma_{cru}$. На первой итерации первого шага $\sigma_{cru} = 0$ и прочность ядра определяется только прочностью цилиндра осевому сжатию f_{cc} . На второй итерации боковое давление становится известным в первом приближении и прочность сердечника, соответственно, уточняется. Далее итерационный процесс продолжается до удовлетворительной сходимости f_{c3} . Последняя итерация будет определять истинные компоненты НДС первого шага нагружения: главные сжимающие напряжения в бетоне σ_{c3} , поперечные напряжения обжатия σ_{c1} , главные сжимающие напряжения σ_{sx} в обойме, радиальные напряжения σ_{sr} , а также относительные деформации ε_{c3} , ε_{c1} , ε_{sx} , ε_{sr} . На третьем этапе выполняется расчет на второй и последующие шаги нагружения, вплоть до разрушения. При этом принято, что предельное состояние, для случая сжатия с малыми эксцентриситетами, наступает при выполнении одного из условий: $\sigma_{c3} = f_{c3}$; $\varepsilon_{c3} = \varepsilon_{cu}$; $\sigma_{sr} = f_y$.

Реологические свойства бетонного ядра допускается учитывать после завершения итерационного процесса очередного шага нагружения, соответствующего эксплуатационным нагрузкам. При этом, как альтернатива Eurocode 2, предложен способ определения коэффициента ползучести $\varphi(t, t_0)$, основанный на коллоидно-химическом представлении механизма длительного деформирования бетона. В основу теории положено более полное представление о кинетической кривой ползучести, и, соответственно, феноменологические уравнения развития деформаций в зависимости от стадии работы бетонного ядра. При этом выделяется четыре стадии деформирования – сжатия в условно упругой постановке, которая длится в течение долей секунды, стадии быстроснатекающей ползучести, нелинейной и линейной части обычной ползучести, а также стадии долговременной ползучести.

Конечно-элементная модель, реализующая расчет НДС, составлена из двух блоков (обоймы и бетонного сердечника), объединенных в совместную работу при помощи односторонних связей, воспринимающих сжатие и сдвиг. Обойма моделируется с учетом физической и геометрической нелинейности, а физическая нелинейность ядра задается подвижными законами деформирования.

Результаты расчета представлены зависимостями развития напряжений и относительных деформаций в бетонном ядре и стальной обойме, графиками изменения прочности сердечника, а также визуализацией на полях напряжений.

Проверка адекватности предложенной методики расчета выполнена сопоставлением результатов теоретических и экспериментальных исследований трубобетонных элементов длиной 500 мм, диаметром 102 мм, толщиной стенки обоймы 3 мм, и сердечником с различной призмной прочностью. Установлено, что принятое соотношение D/t позволяет повысить прочность бетонного ядра в 2.39-2.67 раза. Полученные результаты подтверждаются удовлетворительной сходимостью с данными собственных и зарубежных экспериментальных исследований. Средняя погрешность для относительных деформаций в ядре и обойме составляет 10.5 %. Средняя погрешность для несущей способности трубобетонных элементов составляет 2.46 %.

ІМОВІРНІСНА ОЦІНКА НАДІЙНОСТІ БУДІВЕЛЬ ГІДРОЕЛЕКТРОСТАНЦІЙ ЗА КРИТЕРІЄМ ВТРАТИ СТІЙКОСТІ ПРОТИ ЗСУВУ НА ПРИКЛАДІ ГІДРОВУЗЛІВ ДНІПРОВСЬКОГО КАСКАДУ

канд. техн. наук А.О. Мозговий

Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)

Проектування і розрахунків гідротехнічних споруд потребують оцінки їх надійності і безпеки на основі ймовірнісних методів. Одним із найбільш поширених типів споруд гідровузлів енергетичного призначення є будівлі гідроелектростанцій. Існуючі методи оцінювання надійності гідротехнічних споруд, зокрема будівель гідроелектростанцій, не враховують певні кореляційні залежності, які існують між природними факторами, котрі є визначальними при оцінюванні надійності споруд гідровузлів і каскадів гідровузлів.

У результаті оцінювання надійності будівель ГЕС за нормативною детерміністичною методикою отримано значення розрахункових k і нормативних k_n коефіцієнтів запасу стійкості будівель ГЕС: Київського гідровузла: $k_n = 1,08$; $k = 1,222$; Канівського гідровузла: $k = 1,47$; $k_n = 1,20$; Кременчуцького гідровузла: $k_n = 1,125$; $k = 1,25$; Дніпродзержинського гідровузла: $k = 2,973$; $k_n = 1,2$; Каховського гідровузла: $k = 2,42$; $k_n = 1,25$. Це свідчить про те, що надійність будівель ГЕС гідровузлів Дніпровського каскаду за умовою стійкості проти зсуву за детерміністичною методикою забезпечена.

Імовірнісна методика передбачає побудову рівняння зв'язку між вхідними і вихідними параметрами, визначення їх імовірнісних характеристик, а також імовірності ризику втрати стійкості будівлі ГЕС.

Вхідними параметрами є геометричні характеристики будівлі ГЕС, характеристики активних сил зсуву, а також пасивних сил, що опираються зсуву. Вихідним параметром є результат розрахунку – коефіцієнт стійкості.

Відомо, що у випадку існування між елементами системи кореляційних зв'язків найбільш зручним є метод статистичних випробувань.

Методику оцінювання ризику втрати стійкості проти зсуву розглянуто на прикладі секції будівлі Кременчуцької ГЕС. Крайня секція, до якої примикає гребля із ґрунтових матеріалів, є заздалегідь менш стійкою проти зсуву, тому що сприймає додаткову силу зсуву від бічного тиску ґрунту греблі із ґрунтових матеріалів. Площа основи секції $A_n = 3190,0 \text{ м}^2$, довжина секції $L_S = 50,0 \text{ м}$, власна вага секції $G_b = 896,78 \text{ МН}$.

При кожному статистичному випробуванні визначаються випадкові величини: максимальна швидкість вітру V , м/с, за призначений термін експлуатації; позначка рівня води Z , м, перед будівлею ГЕС; середнє значення глибини води у водосховищі H , м; глибина води у водосховищі H_c , м, перед будівлею ГЕС; довжина розгону хвилі L , м; висота вітрового нагону dh , м; середня висота хвилі h_{cp} , м; середній період хвилі T_{cp} , с; середня довжина хвилі λ_{cp} , м; висота хвилі 1 % забезпеченості у системі хвиль $h_{1\%}$, м; максимальне значення горизонталь-

ного хвильового навантаження; підвищення вільної поверхні хвилі біля вертикальної стінки будівлі ГЕС $\eta_{1\%}$, м; горизонтальне хвильове навантаження W_6 , кН, на будівлю ГЕС. Після цього будується залежність між рівнем верхнього Z , м, і нижнього б'єфів $Z_{НБ}$, м.

Також визначаються випадкові величини інтенсивності фільтраційного протитиску A_f , кПа і сила вертикального протитиску W_f , кН.

Випадкові величини: сила гідростатичного тиску з боку верхнього б'єфа $W_{ВБ}$, кН, сила гідростатичного тиску з боку нижнього б'єфа $W_{НБ}$, кН, сила зважувального протитиску G_w , МН, сила вертикального тиску ваги води у проточному тракті $G_w = 315,28$ МН обчислено залежно від рівнів верхнього Z , м, і нижнього б'єфів $Z_{НБ}$, м.

Навантаження на будівлю ГЕС від ваги затворів $G_z = 15$ МН, ваги механізмів $G_M = 2$ МН, ваги мосту $G_{MT} = 2,85$ МН, корисне навантаження $G_K = 4$ МН прийнято детерміністичними.

З урахування статистичної незалежності осередків землетрусів Карпатських гір, району Вранча, Криму визначається бальність землетрусів J_r , бали для району розташування гідровузла й обирається найбільше значення для цього гідровузла. Визначаються інерційні сили, сейсмічний гідродинамічний тиск води на поверхню споруди, гідродинамічний тиск від сейсмічних хвиль.

Обчислюються рівнодіючі вертикальних сил V і W та горизонтальних сил F , що діють на секцію будівлі ГЕС. При цьому враховуються як випадкові, так і детерміністичні навантаження.

Характеристики ґрунтів основи задані випадковими корельованими величинами: коефіцієнтом внутрішнього тертя $tg\varphi$ і питомого зчеплення c , які підкоряються нормальному закону і визначається п'ятьма параметрами: математичні очікування $m_{tg\varphi} = 0,7$; $m_c = 100$ кПа; середньоквадратичні відхилення $\sigma_{tg\varphi} = 0,0854$; $\sigma_c = 12,2$; коефіцієнт кореляції $r_{tg\varphi c} = 0,937$. Визначається кореляційний момент $K_{tg\varphi c} = 0,975$. Коефіцієнт варіації прийнято $C_v = 0,122$.

Розглядається схема плоского поступального зсуву по нахиленій поверхні. Обчислюється значення коефіцієнта стійкості. Розрахунок виконується методом статистичних випробувань N разів. Кількість випробувань, при яких $k < 1$, віднесена до їх загальної кількості N визначає величину ризику втрати стійкості будівлі ГЕС за призначений термін експлуатації.

Обчислено розрахункові щорічні ймовірності ризику втрати стійкості будівель ГЕС: Київського гідровузла $2,1 \times 10^{-6}$; Канівського гідровузла $1,7 \times 10^{-5}$; Кременчуцького гідровузла: $1,2 \times 10^{-7}$; Дніпродзержинського гідровузла $1,4 \times 10^{-7}$; Каховського гідровузла $2,76 \times 10^{-5}$; які не перевищують допустимих значень, регламентованих для відповідних класів наслідків споруд.

У результаті удосконалено методику оцінювання надійності будівель ГЕС за критерієм втрати стійкості проти зсуву з урахуванням ймовірнісного характеру навантажень, впливів, механічних властивостей основи і кореляційних залежностей між ними. Результати можуть застосовуватися при ймовірнісних розрахунках надійності гідротехнічних споруд і каскадів гідровузлів.

МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСІВ НЕСТАЦІОНАРНОГО ТЕПЛО-ОБМІНУ ПРИ ВИПРОБУВАННЯХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ

*канд. техн. наук О.М. Нуязін, канд. техн. наук С.О. Сідней, Б.А. Медвідь
Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного університету цивільного захисту України (м. Черкаси)*

*O.M. Nuianzin, PhD (Tech.), S.O. Sidney, PhD (Tech.), B.A. Medvid'
Cherkassy Institute of Fire Safety named after Chernobyl Heroes National University of Civil Protection of Ukraine*

За допомогою засобів комп'ютерної газодинаміки використаного програмного комплексу Flowvision 2.5 було розглянуто розподіл температур на обігрівальній поверхні залізобетонних конструкцій під час випробувань на вогнестійкість. Поверхня стін нерівномірно прогривається протягом усього часу випробувань. Градієнт температур є суттєвим, а це не може не впливати на результати випробувань.

У даній роботі було розглянуто ряд конфігурацій вогневих печей установок для випробування вертикальних будівельних конструкцій. Кожній з конфігурацій присвоєно одну з літер кирилиці. Під час проведення експерименту контроль температури відбувався так, щоб температурний режим нагріву термопари по можливості точно співпадав зі стандартною температурною кривою пожежі і не виходив за допустиму похибку випробування [1]. Для цього засобами контролю системи FlowVision 2.5 в інтерактивному режимі знімалися поточні дані з термопари, і при досягненні максимальної температури для певного кроку за часом, параметри процесу горіння змінювалися.

Для оцінки роботи змодельованих конструкцій проаналізовано наступні дані:

- розподіл температур по поверхні конструкції на 60-й хвилині випробувань;
- значення дисперсії температур на поверхні кожної зі змодельованих конструкцій камери печі на кожній хвилині експерименту та графік зміни їх у часі;
- графік різниці між максимальною та мінімальною температури на поверхні конструкцій протягом усього часу обчислювального експерименту у моделях.

На рис. 1 показано розподіл температур по поверхні конструкції у кожній з конфігурацій на 60-й хвилині випробувань.

Розглянувши усі створені конфігурації, можемо сказати, що середнє значення часу, на якому екстремум досягається, 45-та–50-та хвилина випробувань, коли допустима різниця між максимально та мінімально допустимою температурою в камері печі зменшується.

Висновки. У роботі показано результати чисельного моделювання ряду комп'ютерних конфігурацій установки для випробування несучих стін. Виходячи з отриманих значень дисперсії температури на поверхні кожної зі змодельованих конструкцій камери печі на кожній хвилині обчислювального експерименту визначено конфігурацію з найбільш рівномірним розподілом температур на обігрівальній поверхні несучої стіни, що дозволяє зменшити похибку, яка виникає за рахунок нерівномірності розподілу температур на обігрівальній поверхні конструкцій під час випробувань на вогнестійкість.

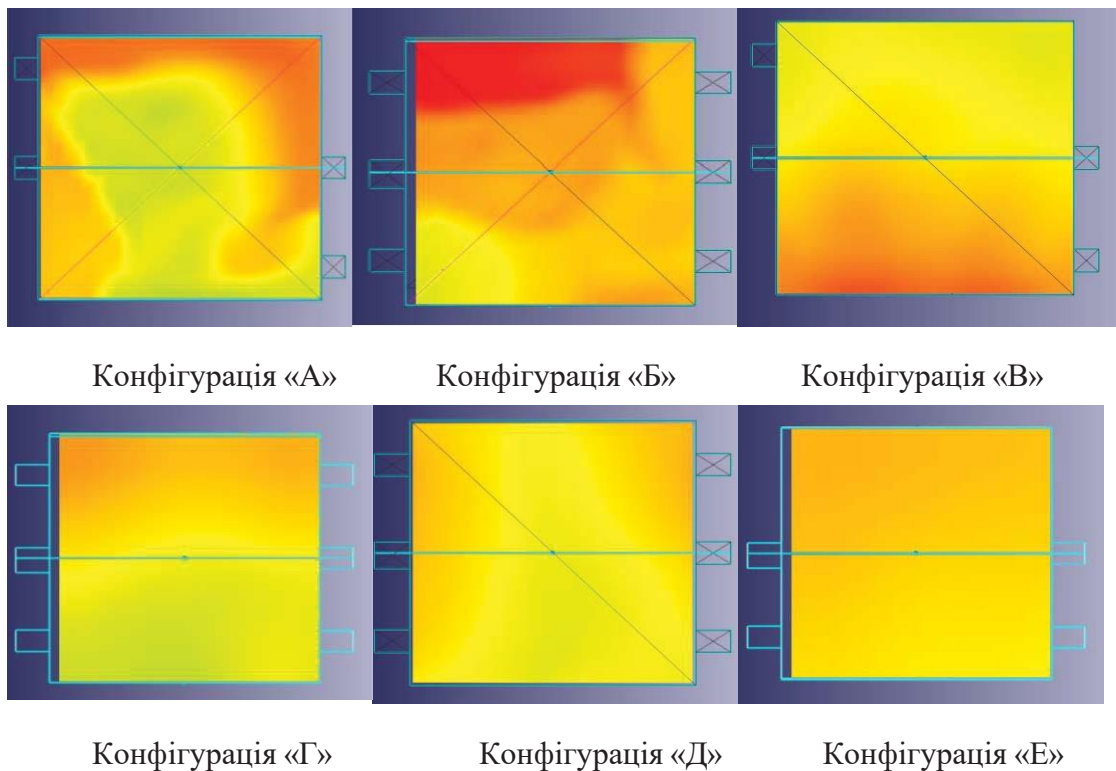


Рис. 1. Градієнт температур по обігрівальній поверхні змодельованих конструкцій.

[1] Аналіз існуючих математичних моделей тепломасообміну у камерах вогневих печей установок для випробувань на вогнестійкість несучих стін / Нуянзін О. М., Поздєєв С. В., Сідней С. О. [та ін.] // Пожежна безпека : теорія і практика : зб. наук. праць. – Черкаси: АПБ, 2015. – № 18. – С. 91 – 100.

УДК 691.327

ЕФЕКТИВНІ СТИНОВІ СИСТЕМИ ДЛЯ ОБ'ЄКТІВ ТРАНСПОРТНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ

EFFICIENT WALL SYSTEMS FOR OBJECTS OF TRANSPORT INFRASTRUCTURE

канд. техн. наук Є.М. Петрикова, О.В. Михайлов

Київський національний університет будівництва та архітектури (м. Київ)

E. Petrikova, PhD (Tech.), O. Mikhylov

Kyiv National University of Civil Engineering & Architecture (Kyiv)

Зовнішні стіни - це найбільш складна конструкція будівлі. Вони піддаються численним і різноманітним силовим і несиловим впливам. Стіни сприймають власну масу, постійні і тимчасові навантаження від перекриттів і дахів, впливу вітру, впливу деформацій земної поверхні, сейсмічних сил і ін. Із зовнішнього боку зовнішні стіни схильні до впливу сонячної радіації, атмосферних опадів, змінних температур і вологого зовнішнього повітря, зовнішнього шуму, а з внутрішньої - впливу теплового потоку, потоку водяної пари, шуму. Виконуючи функцію зовнішньої огорожувальної конструкції і композиційного елемента фасадів, а часто несучої конструкції, зовнішня стіна повинна відповідати вимогам міцності, довговічності та вогнестійкості, що відповідає класу капітальності будівлі, захищати приміщення і несприятливих зовнішніх впливів, забезпечувати необхідний температурно-вологісний режим огорожувальних при-

міщень, володіти декоративними якостями. Одночасно конструкція зовнішньої стіни повинна задовольняти вимогам індустріального, а також економічним вимогам мінімальної матеріаломісткості і вартості, так як зовнішні стіни є найбільш дорогою конструкцією (20-25 % вартості конструкцій будівлі).

Предметом дослідження були стінові системи, визначались найбільш доцільні системи саме для використання в будівництві залізничних інфраструктурних об'єктів, проводилось порівняння основних переваг та недоліків цих стінових систем.

Порівнювались такі стінові системи як багат шарова стіна, трьох шарова стінова панель, піноперлітобетонна панель, стіни з використанням вентиляційних фасадів, і так звані стіни з Cerezit фасадом або «мокрим» фасадом.

Проведені дослідження виявили основні технологічні переваги та недоліки стінових систем та окреслили перспективи подальшого застосування цих стінових систем в будівництві на залізниці, але з обов'язковим підбором стінових систем під конкретні умови експлуатації споруди:

- застосування технології збірних перлітобетонних стінових панелей має ряд переваг в порівнянні з іншими технологіями, оскільки застосовується суцільна готова конструкція панелі і робота не супроводжується мокрими процесами, що сприяє пришвидшенню здачі в експлуатацію;

- за рахунок того, що піноперлітобетонні стінові панелі мають низьку вагу, виготовлені з використанням ефективної конструкційно-теплоізоляційної піноперлітобетонної суміші, яка після набору марочної міцності має насипну густину 600 кг/м³, такі конструкції легкі в монтажі та дозволяють застосовувати малі підйомні механізми;

- теплозахисні показники цих систем мають приблизно однакові показники і відповідають стандарту ДБН В 2.6-31-2013, але з попередніх досліджень були виявлені різні показники довговічності таких стінових систем, що є дуже важливим показником для експлуатації та зменшення витрат на фонди. За цим показником найцікавіше виглядають стінові системи з піноперлітобетону.

УДК 624.072.31

АЛГОРИТМ ПОДБОРА РАЗМЕРОВ СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ, ИСКЛЮЧАЮЩЕЙ РАБОТУ РАСТЯНУТОЙ ЗОНЫ БЕТОНА

ALGORITHM CALCULATION OF STEEL CONCRETE BEAMS CARRYING CAPASITY EXCLUDING THE EXTENDED CONCRETE

канд. техн. наук А.Н. Петров¹, канд. техн. наук Е.Н. Кобзева², З.П. Абесадзе³

¹Украинский государственный университет железнодорожного транспорта

²Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет

³Национальный технический университет «ХПИ»

A. Petrov PhD (Tech.)¹, O. Kobzyeva PhD (Tech.)², Z. Abesadze³

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

²Kharkiv National Automobile and Highway University (Kharkiv)

³National Technical University «KPI» (Kharkiv)

В предыдущих исследованиях предложен алгоритм выбора оптимальных параметров сталебетонных балок. Аналитически была получена формула оп-

тимального значения относительной высоты сжатой зоны бетона ξ , по которой определялись оптимальные по стоимости размеры поперечных сечений сталебетонных балок. Расчет балок производился по первому предельному состоянию.

Если определять ξ по приведенной формуле, то нужно задаваться одним из размеров сечения. В этом случае может быть вариант, когда $m = h_o/b \neq 2 \div 4$. Тогда нужно менять размер сечения, которым задавались. Процесс расчета усложняется.

При получении формулы оптимальной относительной высоты сжатой зоны бетона не учитывалась величина m . Поэтому формулу необходимо было уточнить.

Используя принятые предпосылки, авторы уточнили формулу для определения оптимального значения относительной высоты сжатой зоны бетона. Предложенный ранее алгоритм выбора оптимальных параметров сталебетонных балок также был уточнен. По полученному алгоритму можно сделать следующие выводы:

1. Предложен алгоритм оптимального выбора сечений сталебетонных балок с предельными напряжениями в бетоне и стальном листе.

2. Аналитически получено кубическое уравнение, по которому определяется оптимальный по стоимости коэффициент относительной высоты сжатой зоны бетона ξ .

3. По алгоритму можно подбирать размеры элементов сталебетонных балок, задаваясь коэффициентом m , предварительно определив оптимальный безразмерный коэффициент ξ .

4. Оптимальный коэффициент относительной величины сжатой зоны бетона ξ зависит только от характеристик материалов и их стоимости и принимает единственное значение для заданных материалов.

5. При расчете по данному алгоритму максимальные нормальные напряжения в бетоне и стальном листе являются предельными, т. е. соответствуют их заданным значениям.

6. В расчетах железобетонных балок предельным напряжением в арматуре считается ее расчетное сопротивление R_s . В данном алгоритме предельным напряжением в стальном листе принято нормативное сопротивление стали R_{sn} . При необходимости, может быть задано и расчетное сопротивление стали. Приведенные формулы справедливы и в этом случае.

7. По данному алгоритму по оптимальному значению коэффициента ξ получаются единственные значения оптимальных размеров поперечных сечений балки.

8. Стоимость сталебетонных балок, по предлагаемому алгоритму, меньше стоимости железобетонных балок на 6-8 %, а вес меньше на 14 -16 %.

**К РАЦИОНАЛИЗАЦИИ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ
ОПОР МОСТОВ**

**TO THE RATIONALIZATION OF THE CONSTRUCTIVE SOLUTIONS OF
THE BRIDGE SUPPORTS**

канд. техн. наук. Е.А. Петрова, Хаммуд М.Т.

*Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова
(г. Харьков)*

Olena Petrova, PhD (Tech.), Hammud Mohammad Tahrán

O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv

На протяжении последних десятилетий уменьшение материалоемкости строительных конструкций при сохранении высоких жесткостных и прочностных характеристик является сверх актуальной задачей как теоретических исследований разнообразных конструктивов, так и их экспериментальной верификации. В настоящее время достижение данной цели возможно лишь путем внедрения абсолютно новых эффективных конструктивных решений либо же посредством совершенствования и рационализации уже известных. Одним из перспективных путей данного направления, в частности, является использование в конструкциях в качестве внешнего армирования высокотехнологичного просечно-вытяжного листа.

Применение внешнего листового армирования в виде сетчатой обоймы способно одновременно выполнять защитные, технологические и силовые функции. Например, если рассматривать сталебетонные опоры мостов, либо сильно нагруженные несущие колонны высотных зданий и сооружений, применение такой обоймы позволяет ограничить перемещение бетона внутри нее в поперечном направлении, тогда как бетон, расположенный в середине обоймы, одновременно, увеличивает ее несущую способность. Данное обстоятельство особенно актуально для опор, испытывающих высокий уровень как статического, так и динамического нагружения. Кроме того, использование просечно-вытяжного листа позволяет в среднем на 30-60 % уменьшить расход металла, что в свою очередь, приводит к снижению веса стальной обоймы на 25-40 %.

В настоящее время известны работы Шмуклера В.С. и Синьковской Е.В., в которых рассмотрены короткие сталебетонные опоры с внешним армированием просечно-вытяжным листом. Эффективность предложенного авторами конструктивного решения подтверждена экспериментально. Основываясь на установленном рациональном угле наклона образующей ячейки просечно-вытяжного листа, предлагается новое конструктивное решение обоймы с усиливающими шпангоутами и процедура подбора рациональных ее параметров.

В связи с чем, рассматривается эффективное конструктивное решение круговой цилиндрической короткой стойки-опоры, применяемой для возведения опор мостов и колонн высотных зданий (см. рис. 1), которая выполнена из бетона, заключенного в стальную сетчатую обойму. Данная обойма изготавливается по безотходной технологии из просечно-вытяжного листа. Соединение кромок обоймы выполняется при помощи сварки. Для увеличения эффекта обоймы используются специальные кольца из арматурной стали – шпангоуты. Последние устанавливаются с постоянным шагом l и имеют площадь поперечного сечения A_{sh} . При нагружении стойки рассматривается квазицентральное нагружение, в связи с чем задача является осесимметричной.

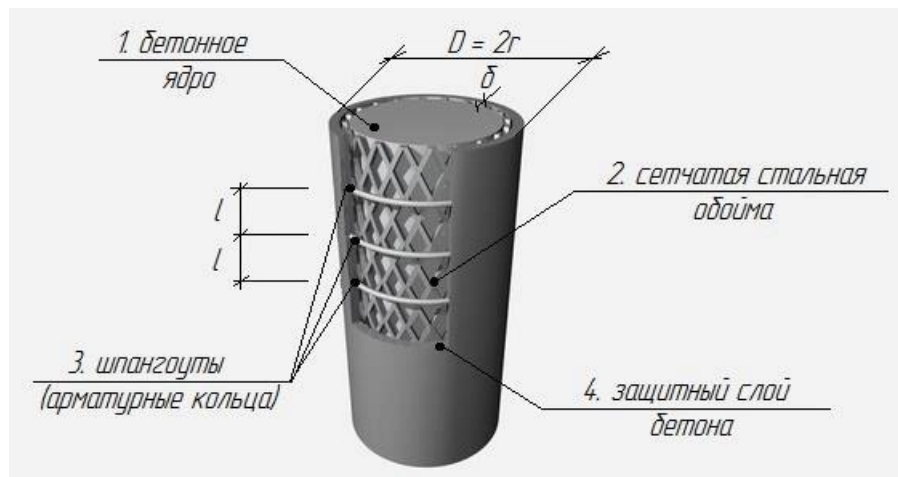


Рис. 1. Цилиндрическая опора с сетчатой обоймой и усиливающими шпангоутами.

Геометрические размеры стойки (в первую очередь, отношение H/D , где H – высота стойки, D – ее диаметр) выбираются таким образом, чтобы исключалась возможность потери устойчивости равновесия. При рассмотрении расчетной модели такой стойки учитывается, что продольные сжимающие усилия приложены к торцам бетонного ядра.

Как известно, эффективность усиления бетонной стойки обоймой резко снижается в случае появления значительных (расчетных) эксцентриситетов. Однако несколько смягчающим является тот факт, что предложенный конструктив предполагается использовать для возведения опор автомобильных и железнодорожных мостов, а также колонн высотных зданий, которые, как правило, проектируются негибкими, нагруженными продольными силами, приложенными с малым эксцентриситетом.

Рационализация конструкции реализована путем минимизации потенциальной энергии деформации, когда варьируемыми параметрами являются приведенная толщина обоймы (h_{red}), шаг (l) и диаметр (d) шпангоутов. Полученные теоретические результаты в полной мере обосновывают эффективность предложенного конструктивного решения.

ЧИСЕЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ДЕРЕВ'ЯНОГО ПЕРЕКРИТТЯ В УМОВАХ ПОЖЕЖІ

*д-р техн. наук С.В. Поздєєв, В.В. Демешок, А.Ю. Залевська, М.П. Рога**
Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного університету цивільного захисту України (м. Черкаси)
**Черкаський державний технологічний університет (м. Черкаси)*

*S.V. Pozdieiev, Dr. Sci. Eng., V.V. Demeshok, A.Yu. Zalevska, M.P. Roga**
Cherkassy Institute of Fire Safety named after Chernobyl Heroes National University of Civil Protection of Ukraine
**Cherkasy State Technological University*

Будівельні конструкції з деревини мають забезпечувати живучість будівель та споруд під час пожежі відповідно до вимог будівельних норм [1]. На стадії проектування вогнестійких будівельних конструкцій застосовуються розрахункові методи. У даний час теоретична та методична база щодо такого підходу міститься у серії нормативних документів [2], чинних в Україні. Вказані методи є гнучкими, дозволяють врахувати всі особливості, що пов'язані із властивостями матеріалів, геометричними розмірами та граничними умовами. При цьому вони є набагато менш трудомісткими та вартісними за експериментальні методи.

В роботі [3] запропонований підхід вивчення поведінки дерев'яних плит перекриттів під час пожежі, що полягає у проведенні математичного моделювання за методом кінцевих елементів (далі – МКЕ). Даний підхід відноситься до уточнених розрахункових методів і дозволяє дуже точно описати поведінку дерев'яних плит перекриттів в умовах пожежі. Отримані математичні моделі у даних роботах при великому обсязі отриманої розрахункової інформації мають суттєвий недолік, що полягає у розгляді деформування дерев'яних плит перекриттів тільки у пружній області. Такий стан зумовлений тим, що сучасні програмні комплекси мають забезпечити відмінність пружно-пластичних властивостей деревини при розтягу та стисканні. Також досі залишаються відкритими питання розподілень параметрів напружено-деформованого стану (далі – НДС) у перерізі, деформаційні схеми, розподілення дефектів, а також відомості щодо механізму та причин руйнування дерев'яних плит перекриттів під час пожежі.

Мета роботи полягає у визначенні основних параметрів напружено-деформованого стану, схем деформування, розподілення дефектів, а також відомості щодо механізму та причин руйнування дерев'яних плит перекриттів під час пожежі при застосуванні методу скінченних елементів.

Після вирішення статичної задачі були отримані графіки максимального прогину дерев'яної плити та його швидкості наростання у залежності від часу випробування. Отримані графіки наведені на рис. 1.

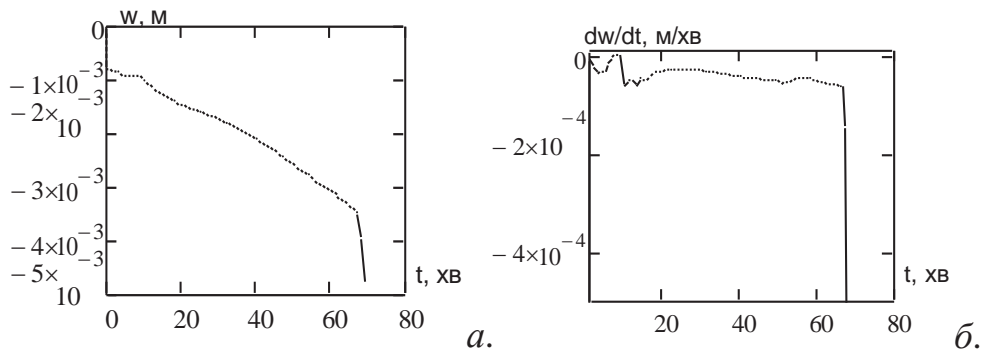


Рис. 1. Графік максимального прогину дерев'яної плити (а) та його швидкості наростання (б) у залежності від часу випробування

Висновки. Показано, що дерев'яна плита на певному часовому інтервалі зменшує свій максимальний прогин, після чого його значення стабілізується протягом майже 40 хв. Показано, що наявність зменшення максимального прогину дерев'яної плити на певному часовому інтервалі і подальша його стабілізація зумовлена температурним розширенням нижніх шарів каркасу плити. Виявлено, що наявність гіпсокартонної плити знизу перекриття, дозволяє істотно підвищити вогнестійкість даних плит за ознакою втрати несучої здатності до класу вогнестійкості REI 60.

[1] Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. ДБН В.1.1-7-2002 [Чинний від 2003-05-01.]. – К.: Видавництво “Лібра”, 2003. – 87 с – (Національний стандарт України).

[2] Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги. Пожежна безпека. (ISO 834: 1975) ДСТУ Б В.1.1-4-98*. [Чинний від 1998-10-28.] – К.: Укрархбудінформ, 2005. – 20 с – (Національний стандарт України).

[3] König J. and Walleig L. Timber frame assemblies exposed to standard and parametric fires. Part 2: A design model for standard fire expose// Tratek, Rapport I 0001001.-Stocholm.-June 2000.

УДК 624.042.63

МЕТОД ІНТЕРПРЕТАЦІЇ РЕЗУЛЬТАТІВ ВОГНЕВИХ ВИПРОБУВАНЬ НЕСУЧИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ СТІН ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ МЕХАНІЧ- НИХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОНУ

*д-р техн. наук С.В. Поздєєв, канд. техн. наук С.Д. Щіпець, Луценко Ю.В.
Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного універ-
ситету цивільного захисту України (м. Черкаси)*

*S.V. Pozdieiev, Dr. Sci. Eng., S.D. Shchipets, PhD (Tech.),
Yu.V. Lutsenko*

*Cherkassy Institute of Fire Safety named after Chernobyl Heroes National University of Civil
Protection of Ukraine*

Згідно із нормативною базою України фактичні межі вогнестійкості несучих стін визначаються на основі проведення випробувань, які мають відтворювати тепловий і силовий вплив пожежі на натурний зразок стіни і тому вважаються найбільш достовірними. Забезпечення таких умов на шттовхуються на технічні утруднення, які зумовлені тим, що в більшості існуючих установок випробувальних лабораторій максимальний тиск в навантажувальних вузлах

набагато менший за встановлені проектні навантаження. Тому відповідними стандартами не забороняються випробування на вогнестійкість із прикладанням тих механічних навантажень, що технічно можливо реалізувати, або взагалі без їх прикладання. У той же час системою діючих стандартів не надається науково обґрунтованих методик щодо оцінки вогнестійкості несучих стін, випробуваних таким чином, що веде до виникнення істотних помилок, які не можуть бути враховані. Уникнути таких похибок дозволяє проведення вогневих випробувань у даних умовах із подальшою математичною інтерпретацією результатів вимірювань, що заснована на виявлених закономірностях температурних розподілів та міцнісних характеристик матеріалу у перерізах стін, і подальшого розв'язку статичної задачі. При цьому впровадження такого підходу дозволить не тільки суттєво зменшити трудомісткість і вартість вогневих випробувань, що зумовлені специфікою підготовчих робіт щодо прикладання інтенсивних механічних навантажень, а й уникнути суттєвих затрат на модернізацію та доукомплектування випробувальних установок у діючих лабораторіях України.

Враховуючи викладене вище, можна сказати, що розкриття закономірностей розподілів температурних та міцнісних характеристик у матеріалі несучих стін під впливом пожежі є актуальною технічною задачею, результати розв'язку якої є науковим підґрунтям щодо удосконалення методу випробувань залізобетонних та кам'яних несучих стін шляхом зменшення потужності навантажувального вузла випробувальних установок, що дозволяє суттєво підвищити точність та достовірність результатів випробувань із використанням наявної лабораторно-випробувальної бази в Україні і уникнути масштабних затрат на її модернізацію.

Ще одною важливою задачею є забезпечення точності розрахунку при використанні сучасних обчислювальних методик щодо оцінки вогнестійкості несучих стін. У результаті проведених досліджень розроблений метод уточнення кривої зниження міцності бетону на основі даних вогневих випробувань, що дало змогу суттєво підвищити точність результатів розрахунку щодо оцінки вогнестійкості залізобетонних несучих стін.

Висновки. Запропонований математичний апарат уточнення коефіцієнтів зниження міцності основного матеріалу несучих стін у залежності від температури його нагріву за результатами вимірювань деформацій під час їх випробувань на вогнестійкість, у результаті чого можливе більш точне визначення межі вогнестійкості за граничним станом втрати несучої спроможності за запропонованим методом у середньому на 30 %. Обґрунтований метод визначення межі вогнестійкості на основі розв'язку міцнісної задачі за температурними даними випробувань несучих стін на вогнестійкість, що заснований на деформаційній моделі, який дає точні результати, оскільки обчислені із застосуванням цього методу межі вогнестійкості мали похибку не більше 6 %.

[1] Щіпець С.Д. Ідентифікація коефіцієнтів роботи бетону залізобетонної стіни за результатами її випробувань на вогнестійкість / С.Д.Щіпець, О.В. Некора, М.О. Кропива, А.М. Омельченко // Пожежна безпека: теорія і практика: зб. наук. праць. – Черкаси: АПБ, 2013. – № 17. – С. 103 – 109.

РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ

STRUCTURAL ANALYSIS OF CONCRETE STRUCTURES FOR RESISTANCE TO FIRE

канд. техн. наук В.Г. Поклонський

Державне підприємство

"Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій", (м.Київ)

V.G. Poklonskyi, PhD (Tech.)

State enterprise "State Research Institute of Building Constructions (Kyiv)

Частини будівельних Єврокодів, що встановлюють правила для розрахунку конструкцій на вогнестійкість, стосуються особливих підходів до пасивного вогнезахисту.

Згідно з вимогами ДБН В.1.1-7 значення межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначають шляхом випробувань згідно з ДСТУ Б В.1.1-4, за стандартами на методи випробувань на вогнестійкість будівельних конструкцій конкретних видів або за розрахунковими методами відповідно до стандартів.

При цьому, розрахункові методи використовують для оцінки вогнестійкості конструктивної системи будинків, частини конструктивної системи та окремих будівельних конструкцій, а також визначення сфери розширеного застосування цих результатів.

При розрахунках на вогнестійкість застосовують підходи, засновані на розгляді сценаріїв реальної або умовної пожежі.

Розрахунок вогнестійкості містить етап визначення підвищення температури в будівельних конструкціях (теплотехнічний розрахунок) під час пожежі, а для несучих конструкцій – і етап визначення їх напружено-деформованого стану (статичний розрахунок).

Протягом багатьох років для визначення відносних експлуатаційних характеристик будівельних конструкцій застосовують стандартний температурний режим пожежі.

Крім стандартного температурного режиму для визначення вогнестійкості застосовують інші номінальні температурні режими пожежі: температурний режим зовнішньої пожежі, температурний режим вуглеводневої пожежі.

Дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій виконується у фізично нелінійній постановці.

Для виконання розрахунків за допомогою програмних комплексів потрібні значення модулів пружності стиснутого і розтягнутого бетону, значення, що відповідають міцності на стиск і на розтяг, граничних деформацій і відповідних граничних напружень. Ці значення граничних деформацій бетону, що наведені в ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012, потребують уточнення.

При високотемпературному нагріві в бетоні відбуваються складні фізико-хімічні та фізико-механічні процеси, закономірності яких необхідно враховувати при розробці розрахункових методів. Так вибухоподібне крихке руйнування потрібно виключити.

При визначенні міцності та стійкості будівельних конструкцій під час пожежі необхідно враховувати наслідки теплового розширення (непрямі впливи). Наслідки теплового розширення можуть бути не врахованими у випадках, коли вони не знижують вогнестійкість конструкції.

Розрахункові методи оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій є важливими з точки зору розгляду як окремої конструкції, так і просторової роботи будівлі або споруди в умовах пожежі, і врахування непрямих впливів.

Подальші дослідження вогнестійкості будівельних конструкцій потребують розвитку розрахункових методів оцінки вогнестійкості як окремих конструкцій, так і конструкцій у складі будівлі або споруди. Вирішення цих задач неможливе без застосування багатофункціональних програмних комплексів, таких як ANSYS, NASTRAN, ABAQUS і потужної комп'ютерної техніки.

УДК 624.04:539.9

РАЦИОНАЛИЗАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПОКРЫТИЙ

PARAMETERS RATIONALIZATION OF SPATIAL METAL SLABS

канд. техн. наук. К.А. Рапина, Е.А. Суржан

Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова

K.O. Rapina, PhD (Tech.), Y. Surzhan

O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv

Требования, выдвигаемые к строительным конструкциям современными реалиями, чрезвычайно высоки. Они сочетают в себе минимальные затраты на строительство и эксплуатацию, архитектурную выразительность и наконец соответствие самым высоким требованиям прочности и надежности.

За последнее время в мировой практике строительства наблюдается значительное увеличение объемов применения металлических структурных плит покрытий и перекрытий. Это обусловлено целым рядом уникальных преимуществ, присущих только данному типу конструкций.

Но, вместе с тем, стоит отметить, что есть и сложности в использовании металлических структур. Прежде всего, это сложность производства и монтажа, что также приводит к высокой стоимости. Решение данных проблем зачастую кроется в индивидуальном проектировании. Типовые конструктивные решения структурных плит для строительства носят очень ограниченный характер.

В Харьковском национальном университете городского хозяйства им. А.Н. Бекетова, в рамках научной школы Шмуклера В.С., была предложена система СТиСК [1]. Ее главными особенностями являются простота в изготовле-

нии, надежность и широкие возможности применения. Все вышеперечисленные преимущества подтверждены на практике при строительстве многочисленных объектов в г. Харькове и за его пределами.

Ключевой особенностью решетчатых структурных плит является их постоянная конструктивная топология. При этом, она зависит зачастую всего от 3-х параметров: пролет, строительная высота и угол наклона стержней в структуре. Ранее были проведены исследования, в которых были выявлены рациональные углы наклона стержней в фермах системы СТиСК [2].

Также известно, что требования по 2-й группе предельных состояний, к подобным конструкциям являются в большинстве случаев определяющими. Т.е. по 1-й группе может наблюдаться «перерасход» материала.

В рамках данного исследования выполнен поиск рациональной строительной высоты конструкции, с учетом следующих критериев: соблюдение требований 1-й и 2-й группы предельных состояний и минимальный расход стали.

При этом были исследованы пролеты конструкции от 18 до 40 м, с относительной строительной высотой от 1/10 до 1/30. Установлено, что для выбранных пролетов указанные критерии соблюдаются, когда относительная высота конструкции находится в пределах от 1/21 до 1/23.

Учитывая представленную информацию о широком интересе к указанной конструкции в сфере строительства, возможно продолжение исследований складчатой системы с целью дальнейшей ее рационализации с учетом более широкого спектра управляющих параметров.

[1]. Патент № UA 82094, МПК (2013) E04D 3/24. Металлобетонные просторные перекрытия / В. С. Шмуклер, К. С. Краснова, І. А. Карякін, С. М. Краснов; Владелец патента В. С. Шмуклер - № у 2012 14441/ заявка подана 17.12.2012; опубликовано 25.07.2013, бюл. № 14/2013.

[2]. Шмуклер В.С. Металлобетонное перекрытие с рациональными параметрами / В.С. Шмуклер, Е.В.Бережная, В.В. Герасименко, В. Исмаил, О.А. Калмыков – Харьков : Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета, 2010 – №49.

УДК 624.012.35:620.173

ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТА КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНО-СИЛОВОЮ МОДЕЛЛЮ ЇХ ОПОРУ

канд. техн. наук В.М. Ромашко

Національний університет водного господарства та природокористування (м. Рівне)

Забезпечення повної методологічної єдності розрахунків бетонних та залізобетонних елементів і конструкцій за граничними станами залишається і нині одною з найважливіших проблем в теорії бетону та залізобетону.

В рамках силової моделі, при використанні «пластичного шарніру» з прямокутною епюрою напружень в стиснутому бетоні, ця проблема принципово не могла бути вирішена. Адже із-за різних вихідних передумов розрахунки залізобетонних елементів і конструкцій за граничними станами 1-ї та 2-ї групи залишалися повністю автономними.

Особливі сподівання у вирішенні зазначеної проблеми покладалися на так звану «деформаційну» модель. Однак, не дивлячись на певні успіхи в її побудові, вона так і не вирішила в повній мірі основної проблеми. Більше того, в її рамках залишається не розв'язаною ціла низка супутніх задач:

- у більшості випадків внутрішня статична невизначеність неоднорідно деформованих елементів розкривається за допомогою чисельних ітерацій;
- не сформульовані чіткі критерії вичерпання (втрати) несучої здатності залізобетонних елементів і конструкцій;
- на сьогодні для залізобетонних елементів і конструкцій практично відсутні не тільки точні, але й наближені аналітичні рішення інтегральних залежностей $M = f(l/r)$ за екстремальним критерієм $dM/d(l/r) = 0$;
- у розрахунках неоднорідно деформованих елементів за граничними станами другої групи взагалі відсутні будь-які рекомендації чи пропозиції з розкриття їх внутрішньої статичної невизначеності, що веде до неминучого використання у розрахунках різного роду емпіричних залежностей.

Загалом же в існуючих деформаційних моделях дійсний напружено-деформований стан залізобетонних елементів і конструкцій відтворюється шляхом перенесення діаграм деформування матеріалів на їх переріз. Однак, на думку багатьох дослідників, такий прийом є не дуже переконливим і викликає цілу низку слушних застережень з їхнього боку.

Тому в деформаційно-силовій моделі процес деформування бетонних та залізобетонних елементів і конструкцій запропоновано відтворювати за допомогою діаграм їх реального стану. За таких обставин відпадає необхідність у будь-якому перенесенні вищезазначених діаграм на перерізи зазначених елементів і конструкцій, оскільки за певних вихідних умов вони можуть трансформуватися одна в одну.

Оскільки в основі розробленої моделі лежать загально визнані принципи механіки деформованого твердого тіла (МДТТ), то розрахунок залізобетонних елементів і конструкцій в найбільш напруженому перерізі (або в усередненому перерізі найбільш напруженої ділянки) при їх нелінійному деформуванні пропонується виконувати за допомогою комп'ютерного або «ручного» рішення замкнутої системи статичних, геометричних та фізичних співвідношень (рівнянь).

Обґрунтовано безпосередній зв'язок гіпотези граничної рівноваги з основним критерієм вичерпання несучої здатності залізобетонних елементів і конструкцій. Підкреслено, що екстремальний критерій несучої здатності $dM/d(l/r) = 0$ є лише похідним і слугує для прогнозування граничних деформацій стиснутого бетону та розтягнутої арматури. Розв'язок вищезгаданої системи рівнянь за цим критерієм дозволив отримати функцію рівня граничних деформацій стиснутого бетону ($\eta_\varepsilon = \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{c1}$) залежно від параметрів армування перерізу елемента ($E_s; \varepsilon_s; x_s$) та ступеню неоднорідності деформування бетону ($m = \varepsilon_{co} / \varepsilon_{c2}$).

Саме функція граничних деформацій стиснутого бетону разом з гіпотезою плоских перерізів та узагальненою діаграмою стану $M = f(l/r)$ і дозволяє уникнути або істотно зменшити число ітерацій, сприяючи тим самим розкриттю внутрішньої статичної невизначеності перерізу залізобетонних елементів та конструкцій.

Загалом процес деформування залізобетонних елементів і конструкцій в деформаційно-силової моделі відтворюється діаграмами їх реального стану за допомогою функції жорсткості D . Остання безпосередньо пов'язує між собою основні силові (M) і деформаційні (l/r) параметри напружено-деформованого стану зазначених елементів та конструкцій і, як показують досліди, аж до самого вичерпання несучої здатності елементів залежить від зазначених параметрів нелінійно. Саме за гіпотезою «нелінійності» жорсткості отримана аналітична залежність узагальненої діаграми стану $M = f(l/r)$. Її унікальність підтверджується тим, що за певних початкових умов вона трансформується в загальновідому (за Єврокод-2) діаграму стану бетону $\sigma_{\bar{n}} - \varepsilon_{\bar{n}}$.

Розроблена деформаційно-силова модель якраз і відрізняється від інших тим, що в ній вплив емпіричних параметрів певною мірою локалізований розрахунковими діаграмами стану елементів і конструкцій, які передбачають можливе падіння їх несучої здатності з одночасним ослабленням бетону та підвищенням його деформативності. Інакше кажучи, за подібних обставин відпадає необхідність у використанні різних емпіричних коефіцієнтів, що підвищували б базові значення тріщин і прогинів залізобетонних елементів ($w_o, \delta_o = f_o$) до рівня розрахункових ($w_k, \delta_k = f_k$).

З метою апробації самої деформаційно-силової моделі та сформованої на її базі методики були розраховані позацентрово стиснуті, стиснуто-зігнуті та зігнуті залізобетонні елементи, випробувані вітчизняними та закордонними дослідниками. Результати порівняння теоретичних та експериментальних значень їх несучої здатності, прогинів та ширини розкриття нормальних тріщин засвідчили правомірність використання розробленої методики в практичних розрахунках.

УДК 626/627

НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ АРОЧНОЙ ПЛОТИНЫ НАМ ЧИЕН ВО ВЬЕТНАМЕ С УЧЕТОМ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

STRESSED STATE OF THE NAM CHIEN ARCHED DAM IN VIETNAM CONSIDERING TEMPERATURE EFFECTS

*канд. техн. наук К.О. Рыжиков
ПАО «Укргидропроект» (г. Харьков)*

***К.О. Ryzhikov, PhD (Tech.)**
Ukrhydroproject PJSC (Kharkiv)*

В 2007 г. ПАО «Укртгидропроект» выполнило проект ГЭС Нам Чиен во Вьетнаме. Для создания подпора в реке Чиен была запроектирована арочная плотина высотой 135,0 м. Профиль плотины запроектирован двойкой кривизны с переменными по высоте плотины центральными углами и радиусами арок, с арками кругового очертания постоянной толщины. Строительство арочной плотины ГЭС Нам Чиен начато в 2007 году и завершено в 2013 году. Плотина поставлена под напор и работает в проектном режиме.

Контроль состояния и работы арочной плотины проводится с помощью визуальных наблюдений и инструментальных наблюдений по установленной контрольно-измерительной аппаратуре (КИА). В плотине и ее основании установлено около 900 единиц различной КИА. В соответствии с нормами проектирования результаты измерений данной аппаратуры должны сравниваться с предельно допустимыми показателями работы гидротехнических сооружений, которые в свою очередь на начальном этапе эксплуатации назначаются по результатам расчетов. Это послужило причиной выполнения комплекса расчетов для определения пространственного напряженно-деформированного состояния системы «плотина – основание» для арочной плотины ГЭС Нам Чиен с учетом всей совокупности известных данных о нагрузках, воздействиях, физико-механических свойствах бетона плотины и грунтов основания, а также данных о поэтапности возведения сооружения.

Одним из факторов, который значительно влияет на напряженное состояние плотины, являются температурные воздействия. В связи со статической неопределимостью арочной плотины температурные воздействия вызывают существенные напряжения в ней, которые в ряде случаев определяют прочность сооружения. Для определения температурных напряжений в арочной плотине необходимо сначала найти расчетные температурные поля, вызывающие общее изменение термонапряженного состояния сооружения. Изменяющийся во времени термический режим плотины связан с сезонными колебаниями температуры воздуха со стороны низовой грани и в зоне гребня сооружения выше уровня воды со стороны верховой грани, а также сезонными колебаниями температуры воды в водохранилище. В работе приводятся основные положения методики определения расчетных температур воды в водохранилище и методика определения температурных полей в теле плотины, которые в дальнейшем используются в расчетах напряженно-деформированного состояния.

С использованием предложенных методик выполнены расчеты термического режима арочной плотины ГЭС Нам Чиен на основе решения пространственной псевдостационарной задачи теории теплопроводности методом конечных элементов. В результате расчетов были получены температурные поля в теле плотины во все расчетные моменты времени в течение расчетного года. Для выполнения расчетов напряженно-деформированного состояния плотины с учетом температурных воздействий использовались характерные температурные поля, соответствующие наиболее теплому и холодному времени года, а также во времени пропуска паводка.

На следующем этапе были выполнены расчеты напряженно-деформированного состояния арочной плотины гидроузла Нам Чиен на основе решения пространственной задачи теории пластичности методом конечных элементов. Данные расчеты позволили определить напряжения в теле плотины с достаточной степенью достоверности, так как при их выполнении учтены: условие совместного деформирования системы «сооружение-основание», последовательность возведения сооружения, влияние термического режима на напряженно-деформированное состояние плотины, неоднородность основания, а также упругопластические свойства бетона плотины и грунтов основания.

Расчеты выполнены для четырех расчетных случаев, которые характеризуются различными уровнями воды в водохранилище и различными температурными полями в плотине в соответствующие времена года.

В результате расчетов были получены все компоненты тензоров напряжений и деформаций, а также вектора перемещений в каждом узле расчетной схемы.

Заключительным этапом работы было определение узлов схемы, положение которых соответствует размещению установленной КИА и обработка результатов расчета таким образом, чтобы впоследствии их можно было сравнивать с показаниями приборов. При этом определялись деформации в направлениях установки скальных тензометров, определялись деформации в направлениях установки бетонных тензометров и далее вычислялись соответствующие напряжения, определялись перемещения в направлениях осей системы координат, которая используется при выполнении инструментальных наблюдений.

Результаты расчетов были использованы при назначении предельно допустимых показателей работы арочной плотины.

УДК 624.154

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СИЛ НЕГАТИВНОГО ТРЕНИЯ ПО БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ СВАЙ В СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL RESEARCH OF NEGATIVE FRICTION POWER IN SIDE FACE OF PILE IN STRUCTURALLY-UNSTABLE SOIL

канд. техн. наук. А.В. Самородов¹, В.Е. Найдёнова²

¹*Харьковский национальный университет строительства и архитектуры*

²*Харьковский национальный университет городского хозяйства
им. А.Н. Бекетова (г. Харьков)*

O.V. Samorodov, PhD (Tech.)¹, V.E. Naydenova²

¹*Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture*

²*O.M. Beketov National University of Municipal Economy in Kharkiv (Kharkiv)*

При проектировании зданий и сооружений на свайных фундаментах силы отрицательного (негативного) трения следует учитывать в случаях, когда условная скорость деформации грунта околосвайного массива может превышать скорость осадок свайного фундамента, что, как правило, проявляется при наличии в основании структурно-неустойчивых грунтов, а также в других случаях развития подобных деформаций грунтовой толщ.

Цель работы: экспериментально-теоретические исследования сил негативного трения, действующих по боковой поверхности свай, для обоснования новой методики расчета.

Учитывая, что развитие сил отрицательного трения по боковой поверхности свай P_n связано с деформациями s_{sl} околосвайного грунтового массива, при которых изменением напряженного состояния основания можно пренебречь, предла-

гаются рассматривать эти силы как максимально возможное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи в состоянии покоя T_0 (рис. 1), выявленные нами ранее [1–2]. T_0 – сила сопротивления при действии на сваю крутящей моментной нагрузки M , сформированной в зависимости от напряженного состояния около сваи грунтового массива за счет его собственного веса при отсутствии действия на сваю вертикальной нагрузки – условно в состоянии покоя, кН.

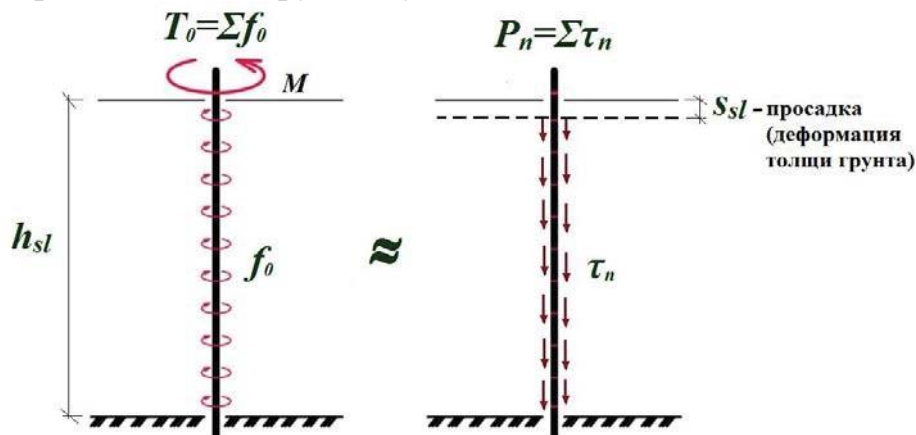


Рис. 1. Схемы распределения сил сопротивления f_0 и сил отрицательного трения τ_n по боковой поверхности свай

Для возможности подтверждения теоретического положения: $P_n \approx T_0$ (см. рис. 1) были выполнены лабораторные экспериментальные исследования с аналогичными параметрами ранее исследуемой системы для определения T_0 с помощью крутящей моментной нагрузки M [3].

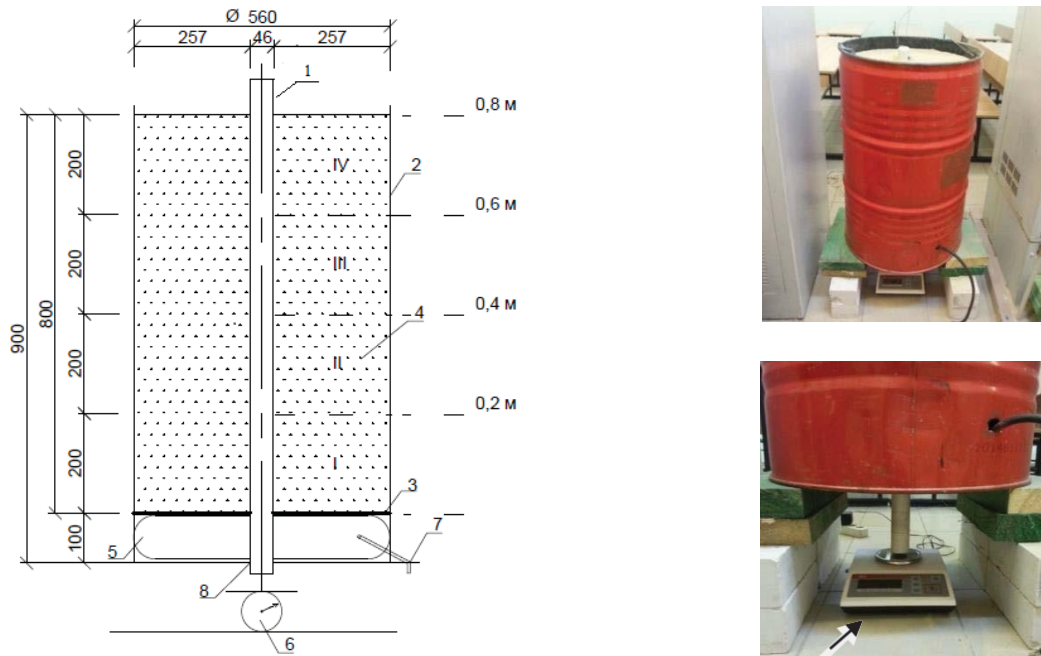


Рис. 2. Схема установки в процессе эксперимента по определению силы отрицательного трения грунта P_n по боковой поверхности модельной сваи при различной высоте засыпок h_{sl} : 1 – модельная фторопластовая свая $\varnothing 46$ мм; 2 – лоток; 3 – разделительная перегородка (ДСП); 4 – песок (мелкий, сухой, однородный песок: $\gamma \approx 15 \text{ кН/м}^3$, $\varphi \approx 30^\circ$); 5 – резиновая воздушная «подушка»; 6 – измерительный прибор (электронные весы, модель *AXIS A20*); 7 – отверстие для шланга, используемого для надувки-спуска «подушки»; 8 – пропускная конструкция (резиновый сальник)

В качестве экспериментальной установки (рис. 2) использовался специально оборудованный лоток в виде металлической бочки высотой $H=900$ мм и $\varnothing 560$ мм, в нижней части которой устраивалось «двойное» днище, промежуток высотой 10 см между которыми заполнялся резиновой воздушной «подушкой».

Подготовка к эксперименту и его проведение включало несколько этапов:

- модельная свая устанавливалась в проектное вертикальное положение путем свободного вывешивания, при котором нижний конец сваи пропускаясь через всю конструкцию лотка через специальные отверстия в днищах, с упором сваи на поверхность весов;

- производилась засыпка песчаного грунта на высоту h_{sl} ;

- производилась имитация процесса просадки всей толщи h_{sl} на величину порядка $s_{sl}=10$ см за счет спуска воздуха из «подушки»;

- регистрировался дополнительный вес сваи P_n за счет негативных сил трения грунта τ_n по боковой поверхности сваи.

Таким образом, было проведено серию экспериментов с различными мощностями засыпки $h_{sl}=0,2; 0,4; 0,6$ и $0,8$ м по 7 замеров для каждой толщины, что позволило качественно провести статистическую обработку частных значений эксперимента.

Результаты эксперимента подтвердили теоретическое положение о равенстве сил сопротивления: $P_n \approx T_0$ (см. рис. 1), т.е. отрицательные силы трения P_n необходимо определять с помощью крутящей моментной нагрузки M , а не выдергивающей нагрузки F_{du} , как предложено в современных нормах [4].

Это положение позволяет обосновано снизить влияние потенциальных сил негативного трения P_n по боковой поверхности свай в структурно-неустойчивых грунтах, и, как следствие, повысить значения несущей способности свай F_d в сложных условиях.

На рис. 3 наглядно представлены результаты расчета сил отрицательного трения P_n [5] по различным методикам [4, 6–7] при прочих равных условиях, где предлагаемый выше подход назван – «методика ХНУСА».

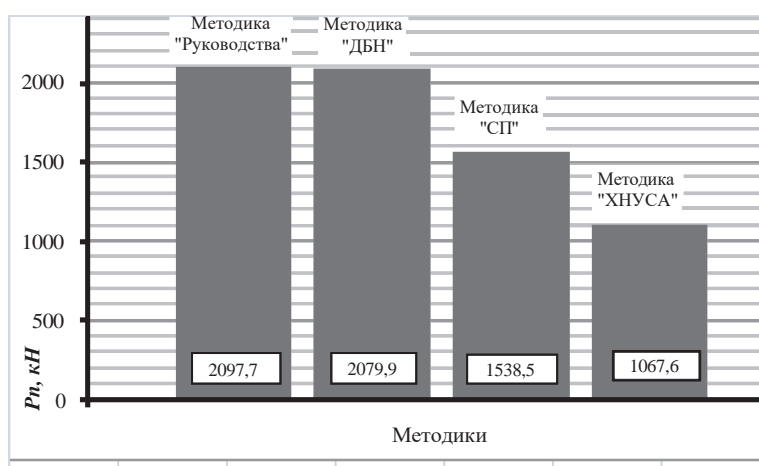


Рис. 3. Значения сил отрицательного трения P_n

Из рис. 3 видно, применение различных методик дает значительное различие величин, догружающих (отрицательных) сил: величина P_n , полученная по предлагаемой методике «ХНУСА», в 2-а раза меньше, чем по методикам «Руководства» [6] и украинского ДБН [4] и в 1,5 раза меньше российской методики «СП» [7].

Выводы

1. Лабораторные экспериментальные исследования подтвердили теоретическое положение о равенстве негативных сил трения по боковой поверхности свай P_n силам сопротивления T_0 (в состоянии покоя) при действии крутящей моментной нагрузки: $P_n \approx T_0$, в отличие от нормативного положения [4], приравнивающего силы отрицательного трения P_n силам сопротивления F_{du} при действии выдергивающей нагрузки: $P_n = F_{du}$.

2. Разработанная методика (методика «ХНУСА») определения сил сопротивления по боковой поверхности свай в состоянии покоя T_0 [2] позволяет адаптировать ее для определения P_n , при этом конкретный пример [6] показывает значительное различие величин догружающих сил P_n при применении различных методик: величина P_n , полученная по методике «ХНУСА», в 2-а раза меньше, чем по методике «Руководства» [6] и в 1,5 раза меньше российской методики «СП» [7].

3. Предварительные результаты исследований указывают на возможность обоснованного снижения влияния потенциальных сил негативного трения P_n по боковой поверхности свай в структурно-неустойчивых грунтах, что при дополнительном натурном экспериментальном обосновании позволит увеличить несущую способность свай F_d на вдавливающие нагрузки и, как следствие, обеспечить определенный экономический эффект.

[1] Самородов А.В. Способ определения сил сопротивления песчаного грунта по боковой поверхности модельной сваи в состоянии покоя / А.В. Самородов, С.В. Табачников // Науковий вісник будівництва. – Вип. 1(79). – Харків: ХНУБА, ХОТВ АБУ, 2015. – С. 91 – 95.

[2] Самородов А.В. Новый метод определения сил сопротивления по боковой поверхности свай, учитывающий направление вертикальной нагрузки / А.В. Самородов, С.В. Табачников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – Вип. 6. – Москва: ОФМГ, 2015. – С. 12 – 15.

[3] Табачников С.В. Экспериментальные исследования сил сопротивления по боковой поверхности моделей свай / С.В. Табачников // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2015. – Вип. 1(43). – С. 222–230.

[4] Основы та фундаменти споруд. Зміна №1: ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2011–07–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.

[5] Найдёнова В.Е. Анализ методик определения сил отрицательного трения, действующих по боковой поверхности свай / В.Е. Найдёнова // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – К.: ДП НДІБК, 2016. – Вип. 83. – С. 359 – 368.

[6] Руководство по проектированию свайных фундаментов. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР Стройиздат, 1980. – 151 с.

[7] Свайные фундаменты: СП 24.13330.2011. – [Действующий от 2011–05–20]. – М: Министерство регионального развития РФ, 2011. – 83 с.

УДК 624.046.5

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ СТРУКТУРНО-ВАНТОВОЇ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ

*д-р техн. наук Л.І. Стороженко, канд. техн. наук Г.М. Гасій
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка*

Дослідний зразок просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції складений із просторових сталезалізобетонних модулів. Модулі з'єднані у цілісну конструкцію за допомогою болтів та окремих гнучких стрижневих елементів. Гнучкі стрижневі елементи формують нижній пояс.

Дослідний зразок завантажувався металевими вантажами. Для цього було розроблено та виготовлено систему траверс, яка складалася з перекладини і двох штанг. На штанги нанизувалися металеві вантажі. Траверси укладалися перекладиною на верхній пояс конструкції. Завантаження дослідного зразка здійснювалося ступінчасто у декілька стадій. Згідно методики експериментальних досліджень конструкція досліджувалася на дію експлуатаційного навантаження (70 % від несучої здатності), тобто руйнування конструкції не ставилося за мету (рис. 1).



Рис. 1. Дослідний зразок на стадії випробування

В результаті експерименту встановлено, що поведінка запропонованої конструкції та схема її деформування цілком відповідає теоретичним даним. Під час огляду конструкції в кінці експерименту не виявлено будь-яких пошкоджень вузлів чи елементів, зокрема не виявлено тріщин. Загалом збірна дослідна конструкція працювала як єдина система, що свідчить про ефективність розроблених вузлових з'єднань. Прогини в досліджуваних вузлах протягом усього експерименту мали лінійну залежність від навантаження. Прогини вздовж конструкції зростали плавно від його крайніх до центральних вузлів. Максимальні вертикальні переміщення виникли посередині конструкції.

УДК 624.074.012.4

НОВІ КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ БЕЗБАЛКОВИХ ЗБІРНИХ ПЕРЕКРИТТІВ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

NEW DESIGN SOLUTIONS OF GIRDERLESS PRECAST FLOOR IN MULTI-STOREY BUILDINGS

*д-р техн. наук Л.І. Стороженко, д-р техн. наук Д.А. Єрмоленко,
д-р техн. наук. О.В. Нижник, І.І. Тегза
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка*

*L.I. Storozhenko, Dr. Sci. Eng., D.A.Yermolenko, Dr. Sci. Eng.,
O.V. Nyzhnyk, Dr. Sci. Eng., I.I. Tegza
Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University*

Потреби будівництва та динамічний розвиток будівельної діяльності в умовах ресурсного дефіциту викликали необхідність не тільки в збільшенні обсягу,

але й і в розширенні сфери створення та використання таких індустріальних несучих конструкцій, які б найбільш повною мірою відповідали архітектурно-будівельним вимогам.

Останнім часом у нашій країні значну частку в житловому будівництві складають будівлі зі збірним залізобетонним безбалковим каркасом. Численними дослідженнями, проведеними як в Україні так і за її межами доведено, що створення конструкції каркаса з безбалковим перекриттям дає можливість удосконалити сучасні традиційні методи конструювання каркасних будівель.

На практиці будівництва багатоповерхових будинків досить часто використовується залізобетонний каркас з безбалковим перекриттям, що являє собою рамну систему в двох напрямках, яка складається зі стійок-колон, зацемлених у фундаментах та рамно-з'єднаних з плоскою збірно-монолітною плитою перекриття, яке одночасно є ригелем рами. Суттєвим недоліком наведеної конструкції є те, що відповідальним моментом, від якого залежить успіх монтажу всього перекриття, є надзвичайно точне встановлення надколонних плит, що в свою чергу потребує нестандартного підходу з точки зору технології та організації робіт з монтажу із застосуванням додаткових засобів, підтримуючих пристроїв та риштувань для встановлення плит. Це призводить до деяких технологічних труднощів та до значного збільшення трудомісткості виготовлення конструкції. Тому авторами було поставлене завдання створити та в подальшому дослідити безбалкове перекриття з достатньою несучою здатністю шляхом удосконалення поперечного перерізу, його оптимізації, зміни технології виготовлення.

Поставлена задача вирішується тим, що в збірному залізобетонному безбалковому перекритті використовуються надколонні, міжколонні та пролітні плити, при цьому надколонні плити по всьому периметру мають скошені бокові грані, що утворюють площадку для обпирання міжколонних панелей. Надколонні плити встановлюються на консолі, що приварені до трубобетонних колон, відомі своїми перевагами. Стики між плитами замонолічуються розчином, а загальна жорсткість перекриття досягається зварюванням між собою закладних деталей, що передбачені на всіх плитах. На рис. 1 наведено план розкладки плит в диску перекриття.

На трубобетонних колонах 1 запропонованого каркасу змонтовані плити перекриття 2, що мають наскрізні круглі отвори. По всьому периметру надколонні плити мають скошені бокові грані, які утворюють площадку обпирання для міжколонних панелей 3. У свою чергу пролітні плити 4 обпираються на скошені бокові грані міжколонних плит, тим самим утворюючи суцільний диск перекриття. Шви між плитами замонолічуються розчином, після чого відбувається зварювання закладних деталей.

Порівняльний аналіз запропонованих конструкцій з найбільш близькими аналогами показує, що вони відрізняються тим, що:

а) при виготовленні плит, що входять до системи безбалкового перекриття застосовується нескладна опалубка; б) відбувається спрощений процес монтажу плит перекриття при його високій точності за рахунок відсутності підтримуючих засобів та риштувань; в) стики панелей мають порівняно невелику ширину з малою витратою розчину для замонолічення без використання додаткової опалубки.

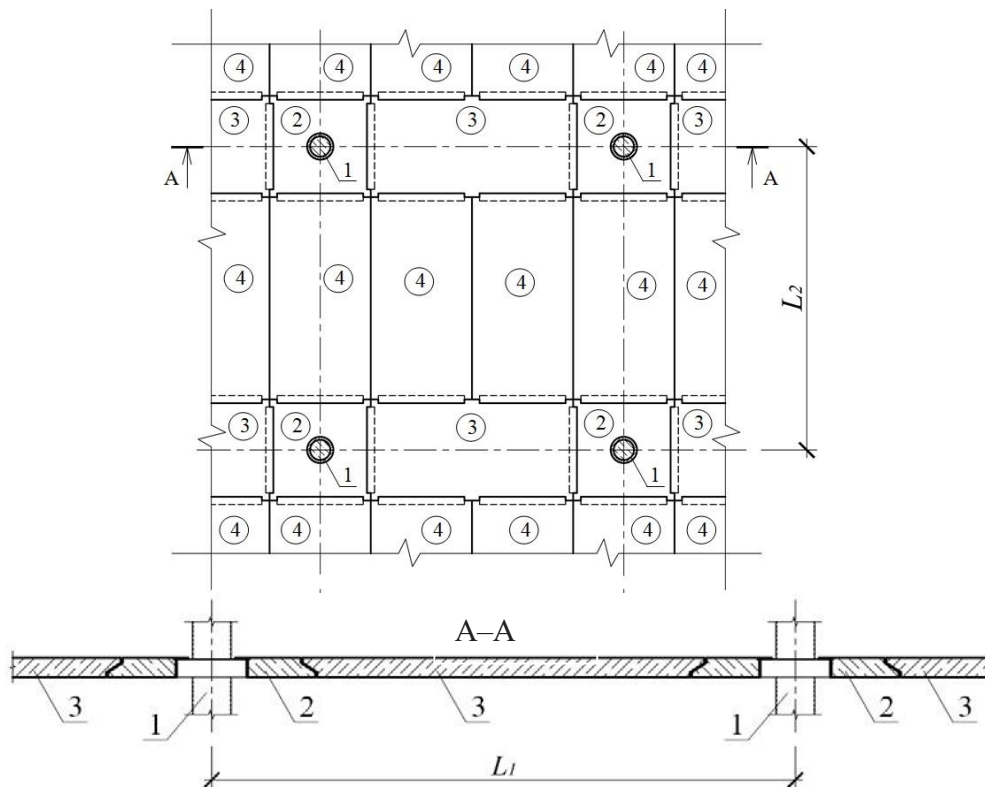


Рис. 1. Схема збірного залізобетонного безбалкового перекриття

З огляду на вищезазначене, слід відзначити, що запропоновані безбалкові перекриття після додаткового їх дослідження можуть бути рекомендовані для застосування при спорудженні житлових та громадських будівель різного призначення.

УДК 624.154

К ВОПРОСУ МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ РАБОТЫ БУРОВЫХ СВАЙ НА ВЫДЕРГИВАЮЩИЕ НАГРУЗКИ

TO THE QUESTION OF THE MATHEMATICAL MODELING OF THE BORED PILES WORK WITH UPWARD LOADING

канд. техн. наук С.В. Табачников¹, канд. техн. наук А.В. Самородов²

¹Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова (г. Харьков),

²Харьковский национальный университет строительства и архитектуры (г. Харьков)

S.V. Tabachnikov, PhD (Tech.)¹, A.V. Samorodov, PhD (Tech.)²

¹O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Kharkiv),

²Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)

Существует широкий класс фундаментных конструкций на сваях, воспринимающих как вдавливающие, так и выдёргивающие нагрузки, например, фундаменты оттяжек и башенных сооружений, фундаменты выносных опор стадионов, опоры линий электропередач, фундаменты ветрогенераторов и придорожных конструкций, внецентренно нагруженные фундаменты под колонны промышленных зданий, а также анкерные сваи, используемые в конструкциях испытательных стендов и др., где, как правило, применяют буровые сваи больших диаметров.

В существующих литературных источниках практически отсутствуют методики моделирования работы свай на действие выдергивающих нагрузок в широко применяемых расчетных комплексах, поэтому численные исследования НДС системы «грунтовое основание – свайный анкер» является актуальным направлением в механике грунтов и свайном фундаментостроении.

Так как критерием моделирования является максимальная сходимость численных и физических результатов, то в качестве исходных данных использованы результаты полевых испытаний буроинъекционной сваи длиной 12,0 м и диаметром $\varnothing 630$ мм на вертикальные выдергивающие нагрузки, проведенных при реконструкции стадиона «Металлист» в г. Харькове.

Целью работы является поиск методики для адекватного математического моделирования взаимодействия грунтового массива со сваями, работающими на выдергивающие нагрузки. Задачей исследований является моделирование и численный анализ НДС системы «грунтовое основание – свайный анкер» и сравнение с результатами натурных испытаний грунтов свай.

Была создана модель с помощью программного комплекса «Plaxis 3D Foundation» (версия 1.6) в соответствии с параметрами при натурных испытаниях, в которой сплошная область рассматривается как совокупность конечного числа элементов. Для исключения влияния на результаты расчета граничных условий модели была выбрана область $10 \times 10 \times 25,1$ м, неоднородного строения. Моделирование напряженно-деформированного состояния грунта проводилось с использованием нелинейной модели с критерием прочности Мора-Кулона (М-К). Для конструкции сваи использовалась линейно-упругая модель материала.

В качестве эталонной модели рассматривалась модель с коэффициентом снижения прочности в интерфейсе $R_{inter}=0,7$, который связывает прочность оболочки элементов на поверхности контакта «свая-грунт», т.е. трение на поверхности сваи и адгезию с прочностью грунта – углом трения и сцепления, что согласуется с коэффициентом условий работы грунта по боковой поверхности γ_{cf} буроинъекционной сваи большого диаметра в соответствующих грунтах согласно ДБН В.2.1–10–2009. Зміна №1.

Из полученной картины перемещений расчетной модели видно, что в работу включается грунт, находящийся под нижним концом сваи, препятствуя развитию перемещений и вытягиваясь вслед за сваяй. Область развития перемещений распространяется примерно на 4,0 м ниже подошвы сваи. С целью исключения данного фактора моделирование массива грунта ниже пяты сваи на глубину 4,0 м в пределах её диаметра выполнено в виде эластичного материала с некоторыми заниженными параметрами линейно-упругой модели материала (Л-У). Материал моделировался с использованием инструмента Massive circular pile с коэффициентом снижения прочности в интерфейсе равном $R_{inter}=0,1$.

Такой прием позволил несколько снизить включение грунта под пятой сваи, что больше соответствует реальному процессу деформирования.

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Получено с помощью программного комплекса «Plaxis 3D Foundation» численное решение напряженно-деформированного состояния системы «грунтовое основание – свайный анкер» с использованием модели Мора-Кулона, результаты которого показывают возможность применения «классических» под-

ходов моделирования для работы свай на выдергивающие нагрузки в пределах нагружений, не превышающих значений несущей способности F_d свай согласно ДСТУ Б В.2.1-27:2010, полученных на основании полевых испытаний.

2. Необходимо проведение дальнейших исследований для адекватного моделирования работы свай на действие выдергивающих нагрузок, в том числе с применением других моделей грунтового основания.

УДК 628.147.2

РЕНОВАЦИЯ СИСТЕМ ГОРЯЧЕГО ВОДОСНАБЖЕНИЯ ГОРОДОВ

URBAN RENOVATION OF HOT WATER SUPPLY SYSTEM

*д-р техн. наук Тарадай А.М., канд. техн. наук Гвоздецкий А.В., Фомич С.В.
Харьковский национальный университет строительства и архитектуры*

*O.M. Taraday, Dr. Sci. Eng., O.V. Gvozdetskiy, PhD (Tech.), S.V. Fomich
Kharkov National University of Civil Engineering and Architecture*

Рассматриваются вопросы, связанные с повышением надежности систем горячего водоснабжения. Предлагаются варианты восстановления систем горячего водоснабжения в городах и населенных пунктах Украины. Проводится технико-экономическое сравнение вариантов, а также рассмотрены преимущества и недостатки каждого варианта.

В настоящее время большинство систем централизованного горячего водоснабжения городов и населенных пунктов Украины находятся в аварийном состоянии, в связи с тем, что наружные сети выполнены из черных труб, без каких-либо внутренних антикоррозионных покрытий. Внутренняя коррозия вызвана химическим составом нагреваемой недеаэрированной водопроводной воды, завоздушиванием, и главное, полным отсутствием какой-либо защиты внутренней поверхности труб.

Важным вопросом надежной и экономичной работы системы горячего водоснабжения является восстановление циркуляции в сети и реновация систем горячего водоснабжения, в целом. Восстановление горячего водоснабжения возможно по нескольким вариантам.

Первый вариант. Восстановление горячего водоснабжения путем полной замены всех трубопроводов горячей воды и циркуляционных трубопроводов, наружных 4-х трубных тепловых сетей микрорайона с сохранением существующей конфигурации сети при сохранении действующего ЦТП.

Второй вариант. Приготовление горячей воды предусматривается на ИТП, в подвале каждого здания, вместо одного ЦТП.

Третий вариант. Приготовление воды в каждой квартире с помощью электронагревателей.

Выводы

- Применение для горячего водоснабжения черных стальных труб, что является грубейшим нарушением нормативных документов, привело к массовым повреждениям трубопроводов систем ГВС, вызванных усиленной внутренней

коррозией. Результатом такого подхода является практически полное прекращение централизованного горячего водоснабжения в большинстве городов и населенных пунктов Украины.

- Единственным крупным областным городом Украины, где продолжает достаточно нормально функционировать система централизованного горячего водоснабжения, выполненная, как и везде из черных стальных труб без внутреннего покрытия, является город Запорожье. Достаточный уровень работоспособности системы центрального горячего водоснабжения обеспечен за счет применения вакуумдеаэрационной обработки горячей воды для удаления из него кислорода.

- Из рассмотренных методов реновации систем горячего водоснабжения, наиболее технико-экономически обоснованным, является - полная замена прокорродированных трубопроводов на новые неметаллические предварительно теплоизолированные конструкции.

- Устройство множества ИТП вместо одного ЦТП не может рассматриваться как рекомендуемый метод массовой реновации из-за необходимости больших дополнительных расходов на реконструкцию всей системы теплоснабжения, водоснабжения и частично электроснабжения.

- Переход на квартирные емкостные электроподогреватели, является наиболее реальным и экономичным с точки зрения потребителя. Этот метод позволяет реанимировать систему горячего водоснабжения в кратчайшие сроки, что уже и делается повсеместно на Украине.

- Применение третьего метода создает предпосылки для увеличения КПД электроснабжения по системе, однако приводит к снижению технико-экономических показателей систем теплоснабжения, при источнике тепловой энергии – ТЭЦ.

УДК 624.012.3

ПРОЕКТУВАННЯ ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ІЗ ЗАДАНИМ РІВНЕМ НАДІЙНОСТІ

DESIGNING OF STRENGTHENED REINFORCED CONCRETE BEAMS (RCB) WITH THE PRESET LEVEL OF RELIABILITY

***Р.Ю. Титаренко, канд. техн. наук Р.Є. Хміль**
Національний університет «Львівська політехніка»*

***R.Yu. Tytarenko, R.Ye. Khmil, PhD (Tech.)**
Lviv Polytechnic National University*

На теперішній час існує велика кількість наукових і технічних знань, завдяки яким будівництво стало надійним, швидким та економічним. Саме задля того, щоб будівлі та споруди були безпечними та довговічними були розроблені методи теорії надійності, які вдосконалюються до цього часу.

Рівні надійності тут досягаються за рахунок різноманітних витрат на створення конструкції і, як наслідок, призводять до різного числа відмов протягом періоду служби. Тому для більш економічного будівництва необхідно знизити

надійність, а для зниження витрат на ремонт і обслуговування – необхідно цю надійність підвищити. Логічним вирішенням цієї проблеми буде встановлення певного доцільного рівня надійності, який буде максимально наближений до оптимального. Отже, мета прогресивного та раціонального проектування – створення будівельної конструкції з необхідним доцільним рівнем надійності, тобто із заданим ризиком відмови.

Задачею дослідження є розроблення методики оцінки надійності залізобетонних балок, підсилених нарощуванням основного перерізу додатковою стрижневою арматурою, а також залізобетонною обоймою. Для вирішення такого завдання необхідно встановити числові характеристики прийнятих випадкових параметрів: математичні очікування, дисперсії і т.д.

Оцінку надійності проводили методом статистичної лінеаризації. На практиці часто зустрічаються випадки, коли функція випадкових величин, яка досліджується, не є строго лінійною, проте майже не відрізняється від такої і при вирішенні задачі може наближено розглядатися як лінійна. Таке припущення має місце в тому випадку, коли випадкові зміни параметрів є незначними (до 25 %). Величина статистичної мінливості стохастичних параметрів будівельних конструкцій відповідає цим вимогам.

Для розробки алгоритмів розрахунку надійності були прийняті наступні основні випадкові параметри системи: міцність бетону $\tilde{f}_{ck, prism}$, міцність арматурної сталі \tilde{f}_{yk} , корисна висота перерізу \tilde{d} , ширина перерізу \tilde{b} .

Випадкове значення граничного згинального моменту, що сприймається балкою з одиночним армуванням, підсиленою додатковою арматурою:

$$\tilde{M}_{ult} = f(\tilde{\sigma}_b, \tilde{\sigma}_s, \tilde{\sigma}_{s,add}, \tilde{d}, \tilde{d}', \tilde{b}) = \tilde{\sigma}_{s,add} \cdot A_{s,add} \cdot (\tilde{d}' - 0,5 \cdot \tilde{x}) + \tilde{\sigma}_s \cdot A_s \cdot (\tilde{d} - 0,5 \cdot \tilde{x}),$$

де $\tilde{\sigma}_b, \tilde{\sigma}_s, \tilde{\sigma}_{s,add}, \tilde{d}, \tilde{d}', \tilde{b}$ – випадкові значення розрахункових параметрів системи; $A_{s,add}$ – площа перерізу додаткової арматури; \tilde{d}' – відстань від верхньої грані балки до центру ваги додаткової арматури; \tilde{x} – висота стиснутої зони бетону, яка в даному випадку рівна

$$\tilde{x} = \frac{\tilde{\sigma}_{s,add} \cdot A_{s,add} + \tilde{\sigma}_s \cdot A_s}{\tilde{\sigma}_b \cdot \tilde{b}}.$$

Підставляємо вираз для \tilde{x} в формулу згинального моменту:

$$\begin{aligned} \tilde{M}_{ult} &= \tilde{\sigma}_{s,add} \cdot A_{s,add} \cdot \left(\tilde{d}' - 0,5 \cdot \frac{\tilde{\sigma}_{s,add} \cdot A_{s,add} + \tilde{\sigma}_s \cdot A_s}{\tilde{\sigma}_b \cdot \tilde{b}} \right) + \\ &+ \tilde{\sigma}_s \cdot A_s \cdot \left(\tilde{d} - 0,5 \cdot \frac{\tilde{\sigma}_{s,add} \cdot A_{s,add} + \tilde{\sigma}_s \cdot A_s}{\tilde{\sigma}_b \cdot \tilde{b}} \right) = \\ &= \tilde{\sigma}_{s,add} \cdot A_{s,add} \cdot \tilde{d}' + \tilde{\sigma}_s \cdot A_s \cdot \tilde{d} - 0,5 \cdot \frac{(\tilde{\sigma}_{s,add} \cdot A_{s,add} + \tilde{\sigma}_s \cdot A_s)^2}{\tilde{\sigma}_b \cdot \tilde{b}}. \end{aligned}$$

Математичне очікування граничного згинального моменту M_{ult} одержимо, підставивши в отриманий вище спрощений вираз математичні очікування прийнятих випадкових аргументів.

Далі визначаємо коефіцієнти для знаходження стандарту граничного згинального моменту підсиленої балки \hat{M}_{ult} – у вигляді часткових похідних функції

$$M_{ult} = f(x_1, \dots, x_n) \text{ за змінними } x_1 \dots x_n:$$

$$D_b = \frac{\partial M_{ult}}{\partial \sigma_b}; \quad D_s = \frac{\partial M_{ult}}{\partial \sigma_s}; \quad D_{s,add} = \frac{\partial M_{ult}}{\partial \sigma_{s,add}}; \quad D_d = \frac{\partial M_{ult}}{\partial d}; \quad D_{d'} = \frac{\partial M_{ult}}{\partial d'}; \quad D_b = \frac{\partial M_{ult}}{\partial b}.$$

Числові ж значення коефіцієнтів отримуємо, підставляючи в отримані вище вирази математичні очікування випадкових аргументів.

Стандарт граничного згинального моменту тут визначається як

$$\hat{M}_{ult} = \sqrt{(D_b \cdot \sigma_b)^2 + (D_s \cdot \sigma_s)^2 + (D_{s,add} \cdot \sigma_{s,add})^2 + (D_d \cdot \hat{d})^2 + (D_{d'} \cdot \hat{d}')^2 + (D_b \cdot \hat{b})^2}.$$

Для оцінки надійності балок обчислюємо характеристику безпеки (індекс надійності), яка в даному випадку має наступний вигляд:

$$\beta = \frac{\bar{M}_{ult} - M_{cal}}{\hat{M}_{ult}},$$

де M_{cal} – розрахункове значення зовнішнього згинального моменту в балці.

Встановлення оцінки надійності балок виконаємо за допомогою функції Лапласа $\Phi(\beta)$:

$$Q(Y \leq 0) = 0,5 - \Phi(\beta).$$

Аналогічно було розроблено алгоритм оцінки надійності балки, підсиленої залізобетонною обіймою. Як показали результати досліджень, розглянуті вище типи підсилення значно підвищують надійність проєктованих балок.

УДК 629.4.027.23

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ ЭКИПАЖНОЙ ЧАСТИ ПОДВИЖНОГО СОСТАВА

MODELING OF THE PARAMETERS OF THE CREW PART OF THE ROLLING STOCK

*д-р техн. наук Фалендыш А.П., канд. техн. наук Володарец Н.В.,
Вихопень И.Р., канд. техн. наук Гатченко В.А.¹*

Украинский государственный университет железнодорожного транспорта (г. Харьков),

¹Государственный экономико-технологический университет транспорта (г. Киев)

A.P. Falendysh, Dr. Sci. Eng., N.V. Voladarets, PhD (Tech.),

I.R. Vykhopen', V.A. Gatchenko¹ PhD (Tech.)

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkov),

¹State Economic and Technological University of Transport (Kiev).

Скорость движения подвижного состава постоянно возрастает. В связи с этим и изменяются нагрузки, которые действуют на элементы его экипажной части. Остаточная прочность элементов транспортного средства определяет безопасную его эксплуатацию.

Структура элементов механической части железнодорожного подвижного состава является очень сложной, а их форма и размеры зависят от усилий, напряжений, деформаций в них и характеристик состояний (при этом масса частей экипажной части должна быть минимальной), которые формируются под действием различного рода нагрузок, зависящих от множества факторов, в том числе и от условий эксплуатации подвижного состава, его назначения и параметров.

Расчет элементов экипажной части подвижного состава на прочность и жесткость производится при статических и динамических нагрузках, на что влияют описанные выше показатели.

В связи с тем, что в сложившейся экономической ситуации широкое распространение получила модернизация существующего подвижного состава, с целью продления его срока службы, наиболее нагруженные части металлоконструкций необходимо усиливать.

Для выполнения качественного и эффективного расчета параметров экипажной части необходимым является создание максимально полной расчетной модели, учитывающей множество факторов.

Для этого разработана модель расчета параметров экипажной части локомотива, которая учитывает множество параметров P ,

$$P = P1 + P2 + P3 + P4,$$

где $P1$ – множество технических параметров;

$P2$ – множество параметров эксплуатации;

$P3$ – множество экономических параметров;

$P4$ – множество параметров безопасности.

Выполнение поставленной задачи невозможно без использования ЭВМ.

В связи с тем, что геометрические формы элементов экипажной части сложны, а габаритные размеры значительны, стендовые испытания реальных конструкций становятся металлоемкими, трудоемкими и дорогостоящими. На сегодняшний день разработан ряд программ, с помощью которых можно сделать многовариантный анализ расчетов с учетом всех нагрузок для получения достаточно точных результатов. В большинстве расчетов рама тележки принимается в виде стержневой системы. Как показала практика, в зонах сопряжения балок рамы, в местах присоединения кронштейнов, накладок и в других узлах сложной формы определить напряжения с помощью стержневой схемы нельзя. В связи с этим применены современные программы и методы расчета. Это программы ANSYS и SOLID, в которых используется метод конечных элементов. С их помощью проводятся расчеты элементов экипажной части тепловоза ТЭМ2, целью которых является продление срока службы тепловоза. При этом разрабатывается комплекс работ по упрочнению мест возможного возникновения повреждений в конструкции рам тележек и локомотива.

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗАНКЕРНОГО КЛЕЕВОГО СТАЛЕБЕТОННОГО
СОЕДИНЕНИЯ НА АКРИЛОВЫХ МОДИФИЦИРОВАННЫХ
КОМПОЗИЦИЯХ**

**WITHOUT ANCHOR GLUED STEEL-CONCRETE JOINT DESIGN ON
ACRYLIC MODIFIED COMPOSITIONS**

П.М. Фирсов

Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова

P.M. Firsov

O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv

Безанкерный способ крепления технологического оборудования и инженерных коммуникаций основан на клеевом соединении сталь-бетон на акриловых модифицированных клеях. Крепление по этому способу осуществляется путем приклейки крепежных узлов или опорных частей оборудования к бетонному основанию, а инженерных коммуникаций – приклейкой крепежных узлов к поверхности бетона.

В процессе приклеивания необходимо соблюдать следующие условия:

- а) температура окружающей среды будет не ниже 0 °С;
- б) в зоне производства работ должны находиться компоненты акрилового клея и все необходимые инструменты и крепежные узлы;
- в) до начала производства работ должно быть проведено контрольное определение прочности (класса) бетона и испытание образцов клея на прочность.

Поверхность бетона очищают от цементной пленки и частично снимают с нее верхний слой (2-3 мм) до появления видимых вкраплений крупного заполнителя с последующим тщательным удалением пыли. Эту работу можно выполнять механическим, термическим или химическим путем. При этом нужно учитывать влияние способа очистки бетона на прочность клеевого соединения.

Ручную механическую очистку поверхности бетона выполняют с помощью твердосплавной бучарды. В качестве механизированного инструмента применяют шлифовальные машины, оборудованные абразивным кругом, и пневматические молотки, оснащенные бучардой.

Термическая очистка может осуществляться паяльной лампой или другим подобным инструментом. В этом случае очищаемый участок поверхности бетона прогревают при максимальном режиме работы лампы до появления спекшейся структуры поверхности пленки. Затем производят удаление этих отходов. Химическая очистка может производиться 30 % раствором соляной кислоты, для чего очищаемый участок поверхности бетона обрабатывается кислотой до полного насыщения поверхностного слоя. После прошедшей реакции по уничтожению поверхностного слоя бетона участок приклейки промывают водой.

Подготовка поверхности крепежных узлов или опорных частей оборудования, выполненных из стали, заключается в удалении пыли, загрязнений, консервирующих покрытий в виде смазки. При наличии на поверхности корродированных участков их механически удаляют при помощи шлифовальных машин.

Для опорных частей оборудования, выполненных из чугуна, механическая очистка обязательна во всех случаях (для удаления поверхностной графитовой каши).

Приклеивание крепежных узлов или опорных частей оборудования к горизонтальным поверхностям может осуществляться по одной из трех технологических схем:

I схема - приклеивание акриловым модифицированным клеем крепежных узлов после монтажа технологического оборудования;

II схема - приклеивание крепежных узлов до монтажа оборудования;

III схема - приклеивание опорных частей оборудования в процессе монтажа оборудования.

В течение времени отверждения акрилового модифицированного клея после приклеивания необходимо обеспечить геометрическую неизменяемость технологического оборудования.

В случае приклеивания на вертикальные поверхности технологический процесс приклеивания крепежных узлов будет состоять из следующих операций:

- подготовки поверхностей металла и бетона к склеиванию;
- на приклеиваемую поверхность крепежного узла шпателем наносится слой клея;
- крепежный узел с нанесенным слоем клея устанавливается в проектное положение;
- легко прижимают либо легко постукивают молотком по крепежному узлу до появления по периметру излишков клея, после чего обеспечивается неизменяемость его положения специальными удерживающими устройствами.

Удерживающие устройства удаляют не ранее чем через 24 часа со времени приклеивания крепежного узла. Передача эксплуатационной нагрузки на крепежный узел допускается после набора акриловым модифицированным клеем проектной прочности.

В отвержденном состоянии акриловый клей является экологически безопасным продуктом и не оказывает никаких воздействий на человека и окружающую среду.

УДК 624.012:53.09

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МАТЕМАТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ДИАГРАММЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ СЖАТОГО БЕТОНА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

IMPROVED MATHEMATICAL MODEL DEFORMATION DIAGRAMS COMPRESSED CONCRETE COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES

д-р техн. наук С. Л. Фомин, Ю.М. Избаиш, канд. техн. наук И.А. Плахотникова, канд. техн. наук С.В. Бутенко, канд. техн. наук Р.М. Шемет

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры (г. Харьков)

S. Fomin, Dr. Sci. Eng., Y. Yzbash, I.A. Plakhotnikova, PhD (Tech.), S.V. Butenko, PhD (Tech.), R.M. Shemet, PhD (Tech.)

Kharkov National University of Construction and Architecture (Kharkov)

Практика проектирования показала недостатки положений о моделях диаграмм деформирования, приведенных в Еврокоде 2. Часть 1-2, которые в процессе гармонизации отразились в национальных стандартах Украины.

Цель работы - совершенствование математической модели соотношения "напряжение-деформации" бетона при сжатии и повышенных температурах, уточнение критериев несущей способности бетона при расчете огнестойкости сталежелезобетонных конструкций в EN 1994-1-2:2005 (EN 1994-1-2:2005, Eurocode 4. MOD).

В разделе 3 стандарта указано, что прочность и механические свойства бетона при повышенных температурах могут быть определены по зависимостям «напряжение - деформации», приведенным в ДСТУ. EN 1992-1-2. На восходящей ветви напряжения определяются двумя параметрами: прочностью на сжатие $f_{c,\theta}$ и деформацией $\varepsilon_{cu,\theta}$, которая соответствует $f_{c,\theta}$:

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[\frac{\left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)}{3} \left/ \left\{ 2 + \left| \frac{\left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3}{\left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)} \right| \right\} \right] \quad (1)$$

В ДБН В.2.6-98:2009 (при 20°C) предложено использовать два уравнения, для описания зависимости между σ_c и ε_c для кратковременной осевой нагрузки. Уравнение (2), которое используется в Еврокоде 2 EN 1992-1-1:2005:

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (2)$$

где $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,ck}$, $k = 1,05 E_{ck} \times \varepsilon_{c1,ck} / f_{ck,prism}$,

и уравнение (3) ДБН в виде полинома пятой степени

$$\sigma_c = f_{c(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k \quad (3)$$

Для обеих формул определены границы использования:

$$0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1,ck}| \quad (4)$$

При сравнении восходящих ветвей диаграмм при температуре 20°C для бетона класса С16/20 по формуле (3) ДБН, формуле (2) EN 1992-1-1 и восходящей ветви по формуле (1) ДСТУ, EN 1992-1-2 показано, что модуль упругости в 2,5 раза ниже нормативного. При возрастании класса бетона увеличивается только величина прочности f_{cm} , а деформации ε_{c1} остаются одинаковыми и равными $\varepsilon_{c1}=2,5 \text{ ‰}$ (рис.1).

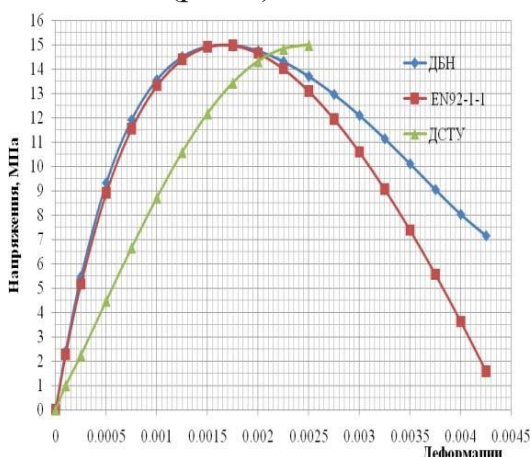


Рис.1. Сравнение диаграмм « $\sigma_c - \varepsilon_c$ »

Сравнение диаграммы по ДБН В.2.6-98 при нормальной температуре с аналогичной диаграммой стандарта EN 1992-1-1 показывает существенное завышение значение $\varepsilon_{cu1,\theta=20^\circ} = 0,0200 = 20 \text{ ‰}$ (вместо $\varepsilon_{cu1,ck} = 2,4 \dots 4,5 \text{ ‰}$) в зависимости от класса бетона. Эти диаграммы получены на специальных прессах, снабженных нагревательным устройством и сервоконтролем давления в цилиндре прессы, что позволяет пройти по нисходящей ветви

практически до нулевого напряжения. При этом нисходящая ветвь представляет собой уже не область деформирования цельного бетонного образца, а область деформирования отдельных частей раздробленного бетона.

Действительные предельные деформации $\varepsilon_{cu1,\theta}$ определены на основании энергетического подхода и представлены в скорректированной таблице. Разработана методика определения модуля упругости тяжелого бетона, критерия несущей способности бетона $\varepsilon_{cu1,\theta}$, на основе которой уточнены данные о прочностных и деформационных свойствах бетона при повышенных температурах.

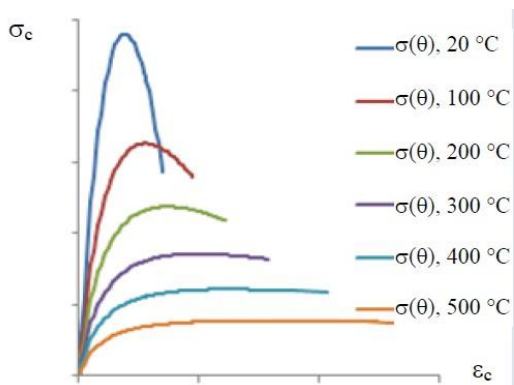


Рис. 2. Схематическое изображение диаграмм

Обработка диаграммы «напряжения-деформации» сжатого бетона при повышенных температурах, представленной в ENV 1992-1-2 1995 и используя выявленный нами эффект аффинного подобия между диаграммами в холодном (при 20°C) и диаграммами при нагреве позволяет вычислить диаграммы « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » бетона заданного класса на силикатном заполнителе при повышенных температурах по любой формуле, построенной на правильных предпосылках.

Для примера построим полные диаграммы для класса бетона на сжатие С16/20 по формуле (2) Еврокода 2 (рис.2).

Зависимость «напряжение-деформация» (2) принимает вид

$$\sigma_{c,\theta} = f_{cm,\theta} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (5)$$

где $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,\theta}$, $k_\theta = 1,05 E_{cm} \times \varepsilon_{c1,\theta} / f_{cm,\theta}$.

УДК 624.012:53.09

ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ, РАБОТАЮЩИХ В УСЛОВИЯХ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОВЫШЕННЫХ И ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУР

PECULIARITIES OF WORK OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE INDUSTRIAL STRUCTURES WORKING UNDER THE INFLUENCE OF IMPROVED AND LOW TEMPERATURES

д-р техн. наук С. Л. Фомин, канд. техн. наук И.А. Плахотникова, канд. техн. наук С.В. Бутенко

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры (г. Харьков)

*S.L. Fomin, Dr. Sci. Eng., I.A Plakhotnikova, PhD (Tech.), S.V. Butenko PhD (Tech.)
Kharkov National University of Construction and Architecture (Kharkov)*

Целью проекта является создание нового национального нормативного акта, основанного на современных достижениях науки, техники и технологии, пере-

довом отечественном и зарубежном опыте проектирования и строительства и в то же время использует теоретические и экспериментальные исследования актуализированной редакции СНиП 2.03.04-84. Этот нормативный акт крайне необходим для развития национального производства Украины.

Метод расчета железобетонных элементов, работающих в условиях воздействия технологической среды, включает оценку тепловлагопереноса, свободных температурно-влажностных деформаций; ползучести, усадки, полных диаграмм “ σ – ε ” бетона и арматуры, напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов. Воздействие технологической среды проявляется также в опасности хрупкого разрушения бетона. Взрывное хрупкое разрушение необходимо исключить, иначе его влияние на эксплуатационные требования нужно учитывать (рисунок 1).

Математическая модель может быть представлена в виде системы нелинейных дифференциальных уравнений, описывающих развитие поля температур и давлений с внутренними источниками и стоками:

$$C_t \rho \frac{\partial t}{\partial \tau} = \nabla[\lambda_t \nabla t] + r_p \rho B_t \frac{\partial t}{\partial \tau} \quad (1)$$

$$C_p \rho \frac{\partial p}{\partial \tau} = \nabla[\lambda_p \nabla p] - \rho B_t \frac{\partial t}{\partial \tau} \quad (2)$$

$$\frac{\partial W}{\partial \tau} = B_t \frac{\partial t}{\partial \tau} \quad (3)$$

Предложена модификация способа В.М. Ройтмана определения характеристики интенсивности фазовых превращений, экспериментально получена следующая формула:

$$B_t = \frac{\partial W}{\partial t} = -2698 \cdot 10^{-4} + 4,72 \cdot 10^{-6} t - 1,086075 \cdot 10^{-6} t^2 + 7,70504 \cdot 10^{-9} t^3 - 1,722365 \cdot 10^{-11} t^4 \quad (4)$$

Введение характеристики интенсивности фазовых превращений позволяет объединить в уравнениях (1) - (3) члены с производными по времени, введя понятие эквивалентной теплоемкости и пароемкости, записав их следующим образом:

$$C_{red,t}(t) \rho \frac{\partial t}{\partial \tau} = \nabla[\lambda_t \nabla t] \quad (5)$$

$$C_{red,p}(t) \rho \frac{\partial p}{\partial \tau} = \nabla[\lambda_p \nabla p] \quad (6)$$

$$C_{red,t} = C_t - r_t B_t \quad (7)$$

$$C_{red,p} = C_p - B_t \quad (8)$$

При таком подходе система уравнений (1) - (3) распадается на отдельные дифференциальные уравнения, каждое из которых решается последовательно.



Рис. 1. Взрывное отслаивание бетона под воздействием поровых давлений и термических напряжений

Основываясь на положениях теории влагопроводности В.Н. Богословского, предложена модифицированная система дифференциальных уравнений тепло- и влагопереноса в бетоне:

$$\rho\eta(\theta, t) \frac{\partial \theta}{\partial \tau} + \rho \frac{\partial [\eta(\theta, t)]}{\partial \tau} \theta = \nabla [k(\theta, t) \nabla \theta] \quad (11)$$

$$\rho C(\theta, t) \frac{\partial t}{\partial \tau} + \rho \frac{\partial C(\theta, t)}{\partial \tau} t = \nabla [\lambda(\theta, t) \nabla t] \quad (12)$$

Уравнения (11) - (12) с граничными условиями, составленными по данным об изменении температуры и потенциала влажности среды, полностью определяют задачу расчета температурных и влажностных полей в сечениях железобетонных конструкций.

Рассмотрено построение консервативной разностной схемы для уравнений (11) - (12). В уравнении (1) коэффициент влагопроводности k рассматривается как заданная функция влажности W и температуры t .

Для представленных моделей расчета разработаны компьютерные программы.

Коэффициенты теплопроводности и удельной теплоемкости в зависимости от температуры и влажности предложено определять по формулам:

$$\lambda = 1.37 \left(1 + 0.175W - 0.016W^2 \right) \times \left(1 - 0.000277t \right) \quad (9)$$

$$C = 0.83 \left(1 + 0.077W - 0.0007W^2 \right) \times \left(1 + 0.001t \right) \quad (10)$$

Дифференциальные уравнения математической физики - это математическое выражение основных законов сохранения (массы, импульса и энергии). Поэтому разумно разностную схему строить так, чтобы в ней также выполнялись аналоги этих законов. Схемы такого типа называются консервативными.

КОНСТРУКЦІЇ РАМ З ПРОСТОРОВИМИ ПЕРЕРІЗАМИ ІЗ ЗАМКНЕНИХ ПРОФІЛІВ

DESIGN OF FRAMES WITH SPATIAL SECTIONS OF CLOSED PROFILES

*канд. техн. наук В.П. Чичулін, канд. техн. наук К.В. Чичуліна
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка*

*V.P. Chichulin, PhD (Tech.), K.V. Chichulina, PhD (Tech.)
Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University*

При проектуванні сталевих пролітних будівель різноманітного призначення останнім часом набувають поширення просторові сталеві конструкції, які мають суттєві переваги порівняно з традиційними конструктивними рішеннями. Головними перевагами такого типу конструкцій є суттєве зниження матеріаломісткості, скорочення тривалості монтажу, одночасно забезпечення економії експлуатаційних витрат. Підвищити показники ефективності можна за рахунок застосування легких ефективних коробчастих перерізів та нових обрисів рам з просторовою решіткою.

На сучасному етапі розвитку ринку металевих конструкцій усе більше набирають своєї популярності нові типи перерізів, зокрема, гнуті, коробчасті, профільовані перерізи. Останнім часом, на залізничному транспорті застосовуються замкнуті профілі, які поступово замінюють відкриті у транспортних переходах за рахунок більшої стійкості до корозії. Тому популяризація застосування перерізів таких конструкцій стимулює до розроблення ефективних конструктивних елементів та відповідно нормативної бази розрахунку даного типу конструктивних форм. Актуальним питанням на сьогодні в умовах загальнодержавної програми ресурсозбереження є проектування нових конструктивних форм та обрисів конструкцій, застосування сучасних ефективних матеріалів, підвищення стійкості до корозійних руйнувань і довговічності.

Не розв'язаною раніше частиною проблеми є те, що при стрімких темпах будівництва у нашій країні збільшується потреба в пошуку нових ефективних, технологічних, ресурсозберігаючих конструктивних форм та перерізів легких металевих конструкцій.

На основі зарубіжного та вітчизняного досвіду [1-5] застосування сталевих конструкцій була сформульована мета дослідження, яка полягає в розробці нових конструктивних рішень рам і визначенні їх головних переваг порівняно з традиційними рішеннями.

Запропонована ефективна конструкція сталевий п-образної рами з похилим ригелем з використанням труб або замкнених коробчастих перерізів. Конструктивна особливість зазначених рам полягає в тому, що стійки і ригелі виконано трьохгілковими, що забезпечує стійкість як в площині так і із площини рами (рис. 1, а, б). Доведено технологічну доцільність застосування прямокутних перерізів ніж круглих труб, яким необхідне додаткове обладнання для фігурного нарізання. Даного типу конструкції покривають відповідну площу покриття і більш економічні в

комплексному застосуванні для нього. Просторові рами мають меншу ніж плоскі будівельну висоту, що в деяких випадках суттєво зменшує вартість будівництва.

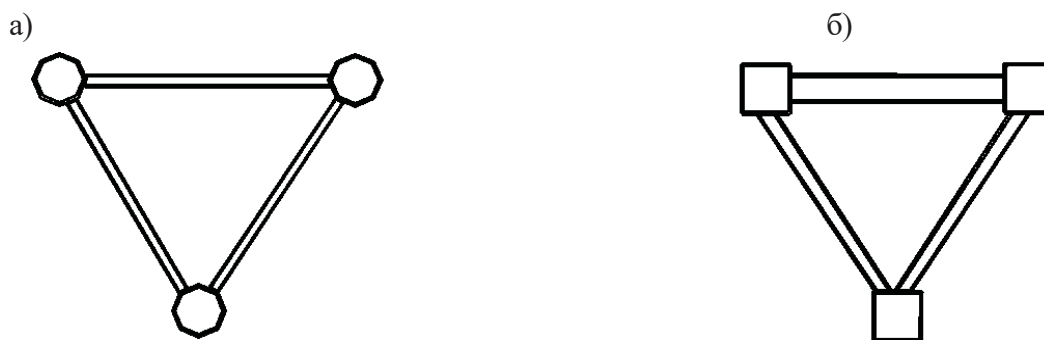


Рис.1. Просторові перерізи рам: а – переріз із труб; б – переріз із прямокутних профілів

Просторова робота з трьох гілок забезпечує жорсткість в площині та з площини рами. Основні переваги рамних покриттів в порівнянні з балочними полягають в меншій вазі, великій жорсткості та меншій висоті ригелів.

Надійність просторових конструкцій більша ніж у плоских, тому що вони мають запаси несучої здатності. При виключенні окремих елементів – не руйнуються, а перерозподіляють зусилля, тим самим – збільшують живучість споруди.

Зростання трудомісткості виготовлення просторових конструкцій перекривається зменшенням матеріаломісткості конструкцій, що дає можливість отримувати більш економічні конструкції

Запропоновані нові конструктивні рішення сталевих просторових рам, які мають високі характеристики несучої здатності і архітектурної виразності, мінімізують матеріаловитрати та трудомісткість виготовлення. Представлені конструкції мають підвищені характеристики загальної стійкості окремих елементів і системи в цілому як в площині так із площини.

[1] Кудишин Ю.И. Металлические конструкции: учебн. / Ю.И Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева и др. – 11-е изд., стер. – М. : Академия, 2008. – 688 с.

[2] Plate-Girder Construction (Classic Reprint) // Isamu Hiroi. – Publisher "book on demand", 2015. – 116 p.

[3] Notes on Plate-Girder Design (Classic Reprint) // Clarence W. Hudson. – Publisher "book on demand", 2015. – 96 p.

[4] Mechanics of the Girder // John Davenport Crehore. – Publisher "book on demand", 2015. – 594 p.

[5] Advanced Analysis of Steel Frames // Huu-Tai Thai.– Scholars' Press, 2012. – 180 p.

УДК 624.01/07:681.6

ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ТА КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ІНДИВІДУАЛЬНОГО БУДИНКУ, ЗВЕДЕНОГО ЗА ДОПОМОГОЮ БУДІВЕЛЬНОГО 3D-ПРИНТЕРА ДЛЯ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО РИНКУ УКРАЇНИ (СУМЩИНИ)

***Б.А. Шимків, канд. техн. наук В.І. Шушкевич**
Сумський національний аграрний університет (Суми)*

***V.A. Shymkiv, V.I. Shushkevych, PhD (Tech.)**
Sumy National Agrarian University (Sumy)*

Світові розробники будівельних 3D-принтерів стверджують про зниження вартості будівництва індивідуального житла мінімум в 2 рази порівняно з тра-

диційною технологією. Прогресивна тенденція розвитку 3D-технології в будівництві потребує дослідження об'ємно-планувального та конструктивного рішення житлового будинку та адаптації технології об'ємного друку житла відповідно до державних будівельних норм України.

Завданням дослідження стала розробка проекту об'ємно-планувального та конструктивного рішення індивідуального будинку, що буде реалізований на будівельному 3D-принтері з метою вирішення завдання державної програми по забезпеченню молодих сімей доступним житлом.

У якості об'єкту дослідження було обрано будівельний 3D-принтер вітчизняного розробника компанії «Спецавиа» (м. Ярославль, Росія), що стає економічно доступнішим порівняно з американськими та китайськими аналогами. Технічні характеристики будівельного 3D-принтера моделі S-1160 дозволяють друкувати будинки площею 140 м² з розмірами робочої зони друку 11,5x11,6x2,7 м з точністю позиціонування вихідного отвору 2 мм, розмірами шару друку: висотою 5-10 мм, шириною 20-50 мм.

Відповідно до ДБН В.2.2-5:2005 «Житлові будинки. Основні положення» до об'ємно-планувального рішення індивідуального житлового будинку висувається ряд вимог. При усіх зовнішніх входах до житлових будинків слід передбачати тамбури глибиною не менше 1,5 м (п. 2.13). Мінімальна площа загальної кімнати в однокімнатній квартирі повинна бути не меншою 15 м², в інших квартирах - не менше 17 м². Мінімальна площа спальні на одну особу – 10 м², на дві – 14 м². Мінімальна площа кухні в однокімнатній квартирі – 7 м², у дво- та більше кімнатних – 8 м². Мінімальна площа робочої кімнати або кабінету - 10 м². (п. 2.24). Мінімальні розміри площі суміщених санвузлів - 3,8 м² (п. 2.27). Ширина підсобних приміщень квартир повинна бути не менше: кухні - 1,8 м; передпокою - 1,5 м; коридорів, що ведуть до житлових кімнат, - 1,1 м (п. 2.30). Внутрішні розміри приміщення котельної повинні відповідати нормам: висота стелі від 2,5 м; мінімальний об'єм кімнати – 15 м³.

Основні вимоги, що висуваються до індивідуального житлового будинку – технологічність, компактність, простота реалізації, економічність. З огляду на зазначені архітектурно-будівельні вимоги та відповідно до технічних можливостей будівельного 3D-принтера моделі S-1160 визначено розміри забудови 10x10 м з висотою зовнішніх стін 2,7 м.

У ході наукового пошуку було розроблено два варіанти проекту індивідуального житлового будинку для його реалізації на будівельному 3D-принтері за умови проживання в ньому молодій сім'ї з двома різностатевими дітьми. Тобто проектами передбачено три спальних приміщення, кухню, вітальню, санвузли, приміщення котельного обладнання. Загальна площа будинків: проект № 1 - 85,71 м², проект № 2 - 82,57 м².

У якості основи та фундаменту будинку планується застосовувати мілкозаглиблені фундаменти по ущільненому до показника $\rho_d=1,65$ т/м³ шару піску на глибину промерзання залежно від району будівництва.

Товщина зовнішніх стін визначена з умов несучої здатності та теплотехнічних вимог. Оскільки проекти будинків одноповерхові - повна товщина зовніш-

ніх стін – 370 мм (вузол 1), товщина міжкімнатних перегородок – 130 мм (вузол 2) як показано на рис. 1. Було розроблено варіанти вузлів примикання зовнішніх стін та міжкімнатних перегородок (вузол 3, 4).

У якості покриття планується використовувати покрівлю облепленої конструкції такого складу: зовнішній гідроізоляційний килим, утеплювач для формування ухилів покрівлі, шар гідроізоляції, дерев'яні лати по дерев'яним балкам, утеплювач між балками, знизу по балками підшиті дерев'яні лати.

Результатом дослідження стала розробка проектів індивідуального житлового будинку для молодих сімей, що буде реалізовано на будівельному 3D-принтері. Окреслено напрямки майбутніх наукових пошуків з метою забезпечення 3D-друкованого будинку необхідними несучими конструкціями.

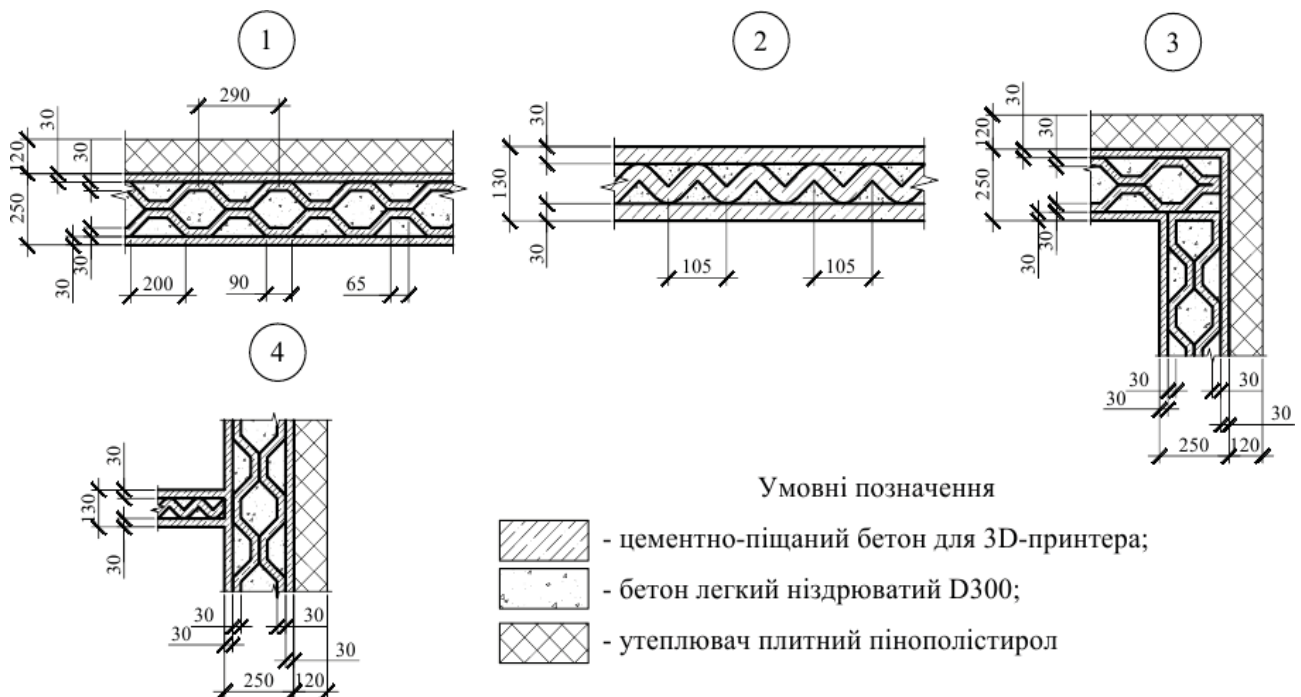


Рис.1. Варіанти поперечного перерізу та вузлів примикання стін

УДК 625.03

БАГАТОФАКТОРНИЙ АНАЛІЗ СТАТИЧНОЇ ВЗАЄМОДІЇ ПРИ ПРОХОДЖЕННІ СТИКУ ВАГОНОМ ТРАМВАЯ НА ПЕРШІЙ ФАЗІ

MULTIFACTOR ANALYSIS OF TRAM CAR'S PASSAGE OF SUBPLATE ROUGHNESS AT THE FIRST INTERACTION PHASE

*д-р техн. наук В.П. Шпачук, канд. техн. наук О.О. Чупринін, Т.О. Супрун
Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова*

*V.P. Shpachuk, Dr. Sci. Eng., O.O. Chuprinin, PhD (Tech.), T.O. Suprun
O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Kharkiv)*

Згідно сучасним дослідженням, найбільш слабкою ланкою системи «вагон-рейкова колія» є ізольовані стикові нерегулярності колії. При цьому найбільш

ший рівень осадження баластового шару буде під першою шпалою приймаючої рейки. Використано інтегрований підхід при аналізі статичної взаємодії та встановлені прогини приймаючої рейки під першою шпалою в умовах варіювання конструктивних та експлуатаційних факторів.

Запропонована модель багатопрілітної балки на 23 пружних опорах (22 шпали та опора, яка моделює з'єднання з сусідньою рейкою через працюючу накладку). На віддаючій рейці задаються чотири зосереджені сили, що відповідає кількості коліс вагона на першій фазі руху.

Тоді рівняння вигнутої осі рейок, використовуючи метод початкових параметрів, з урахуванням умов їх закріплення ($y_0=y_0'=0$) мають вигляд:

віддаюча рейка:

$$y(x) = \frac{1}{EJ} \cdot \left[Q_0 \frac{x^3}{6} + M_0 \frac{x^2}{2} - \sum_{j=1}^{22} P_0 \frac{(x-l_j)^3}{6} + \sum_{i=1}^{22} c_{y_i} \frac{(x-l_i)^3}{6} + c_{p.k.} h_B \frac{(x-l_{p.k.})^3}{6} \right];$$

приймаюча:

$$y(x) = \frac{1}{EJ} \cdot \left[Q_0 \frac{x^3}{6} + M_0 \frac{x^2}{2} - F_{np} \frac{(x-l_{p.k.})^3}{6} + \sum_{i=1}^{22} c_{y_i} \frac{(x-l_i)^3}{6} + c_{p.k.} h_{II} \frac{(x-l_{p.k.})^3}{6} \right],$$

де J – момент інерції перерізу рейки відносно нейтральної осі; E – модуль пружності матеріалу рейки; $l_{p.k.}$ – довжина рейки; l_i – координати пружних опор; l_j – координати коліс на приймаючій рейці; $P_0 = P/8$ – навантаження збоку вагона, що припадає на одне колесо; P – вага вагона з урахуванням його завантаження; $F_{np} = c_{p.k.} h_B$ – сила пружності, що прикладається до кінця приймаючої рейки з боку віддаючої рейки; $c_{p.k.}$ – жорсткість рейок на кінці; Q_0, M_0 – початкові параметри; c – жорсткість баластового шару під шпалою шляху.

З визначених пружних ліній віддаючої і приймаючої рейок розраховується величина висоти стикової нерівності, як різниця між прогинами на кінці віддаючої h_B та на початку приймаючої h_{II} рейок.

Комплексний підхід, що використано на основі багатфакторного аналізу, дозволяє встановити нові закономірності стикової механічної взаємодії рухомого складу та рейкового шляху на першій фазі руху з урахуванням конструктивних параметрів і завантаження вагона, характеристик жорсткості баластового шару шляху та стикових накладок, а також умов з'єднання віддаючої і приймаючої рейок.

НАПІВІМОВІРНІСНА МЕТОДИКА ПРОГНОЗУВАННЯ РЕСУРСУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГІНАНИХ ЕЛЕМЕНТІВ АВТОДОРОЖНИХ МОСТІВ

SERVICE LIFE PREDICTION SEMI PROBABILISTIC METHODOLOGY OF CONCRETE BENDING ELEMENTS OF ROAD BRIDGES

Ф.В. Яцко

Національний транспортний університет (м. Київ)

Fedir Yatsko

National Transport University, (Kyiv)

Для реалізації ідеї розробки методики прогнозування ресурсу залізобетонних згинаних елементів мостів в автоматизованому проектуванні використовується спроба зв'язати рівняння напружено-деформованого стану елементів споруд з часом, використавши напівімовірнісний підхід, який по суті є реалізацією аналітичної моделі, викладеної в роботі [1] з включенням апарату розрахунку коефіцієнта надійності [2,3].

Алгоритм прогнозу ресурсу залізобетонних елементів автодорожніх мостів на стадії проектування складається з наступних кроків:

- формування вихідних конструкційних і експлуатаційних характеристик елемента;
- прогноз часу карбонізації захисного шару t_1 ;
- прогноз часу накопичення критичної концентрації хлоридів у поверхні арматури t_2 ;
- визначення часу корозії арматури t_3 ;
- визначення проектного строку служби елемента T_d ;
- визначення коефіцієнта надійності строку служби γ_t ;
- визначення розрахункового строку служби T_g з забезпеченістю 95 %.

Математичне очікування несучої здатності, що відповідає граничній характеристиці безпеки β :

$$\mu_R(\beta) = - \frac{\mu_Q + \beta \cdot \mu_Q \sqrt{V_Q^2 - V_Q^2 \cdot V_R^2 \cdot \beta^2 + V_R^2}}{V_R^2 \cdot \beta^2 - 1} \quad (1)$$

де V_Q – коефіцієнт варіації узагальненого навантаження;

V_R – коефіцієнт узагальненої опірності елемента;

μ_R – математичне очікування узагальненого опору елемента;

μ_Q – математичне очікування узагальненого навантаження елемента.

Характеристична несуча здатність $M_{\beta n}$, що відповідає граничній характеристиці безпеки β :

$$M_{\beta n} = \mu_R(\beta) \cdot (1 - 1,64V_Q) \quad (2)$$

Вираз для отримання різниці ΔM_n між проектною характеристичною несучою здатністю M_{0n} , що відповідає проектній характеристиці безпеки $\beta(0)$ та несучою здатністю $M_{\beta n}$, що відповідає $\beta(i)$ обраного експлуатаційного стану:

$$\Delta M_n = M_{0n} - M_{\beta n} \quad (3)$$

Рівняння зміни діаметру арматури від корозії арматури в умовах карбонізованого бетону Δd_C :

$$\Delta d_C = 2v_C \cdot (t_2 - t_1), \quad (4)$$

де, v_C – швидкість корозії арматури в умовах карбонізованого бетону.

Ресурс арматури:

$$t_3 = \frac{d - \Delta d_C}{2 \cdot v_{corr}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot R_{bn} \cdot b}{R_{sn} \cdot \pi \cdot n \cdot (d - \Delta d_C)^2}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \Delta M_n}{R_{bn} \cdot b \cdot h^2}} \right) \right) \quad (5)$$

де R_{sn} – нормативний опір арматури на розтяг (МПа);

R_{bn} – нормативний опір бетону на стиск (МПа);

h_{01} – робоча висота перерізу шару арматури, що розташована на глибині захисного шару;

b – ширина перерізу (м).

В термінах часу, ресурс елемента:

$$T_{cr} = t_2 + t_3, \quad (6)$$

де перший період життєвого циклу t_1 – період депасивації захисного шару, арматура не кородує ($t_1 = t_C$) відсутній через те, що він повністю завершується впродовж другого періоду життєвого циклу; другий період життєвого циклу t_2 – період, впродовж якого арматура кородує в умовах карбонізованого бетону, концентрація хлоридів недостатня для активації хлоридної корозії; третій період t_3 – період активної хлоридної корозії, характеризується активним зниженням несучої здатності в часі.

Характеристика безпеки:

$$\beta = \frac{\frac{\mu_R}{\mu_Q} - 1}{\sqrt{V_Q^2 + \left(\frac{\mu_R}{\mu_Q} \right)^2 V_R^2}}, \quad (7)$$

Коефіцієнт надійності строку служби γ_t :

$$\gamma_t = e^{(0,8\beta V_R - 1,64V_R)} \quad (8)$$

Розрахунковий ресурс елемента:

$$T = T_{cr} \cdot \gamma_t \quad (9)$$

Запропоновано імовірнісне трактування прогнозу ресурсу залізобетонних згинаних елементів мостів та практична інженерна методика прогнозування ресурсу залізобетонних згинаних елементів мостів заданої надійності. Методика в повній мірі відповідає національним нормам ДБН В.1.2-14:2009 та Єврокоду.

Запропонована методика дає можливість на етапі проектування оцінити ресурс елемента, поєднуючи в собі не тільки характеристики самого перерізу і навантажень, але і умови середовища.

[1] Яцко Ф.В. Практична інженерна методика оцінки ресурсу залізобетонних елементів мостів в процесі проектування / Яцко Ф.В. // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2014. – № 25. – С. 138–147.

[2] Durability design of concrete structures – RILEM Report 14 / Edited by A. Sarja and E. Vesikari. – London : Taylor & Francis, 1996. – 93 p.

[3] Folic R. Durability design of concrete structures – Part 1: Analysis fundamentals [Текст] / R. Folic // Facta Universitatis - Series: Architecture and Civil Engineering. – 2009. – Vol. 7, No 1. – P. 1-18.

УДК 624.012

ОСОБЛИВОСТІ ВІДНОВЛЕННЯ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ, ЗРУЙНОВАНИХ ВИБУХОМ, ЗІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИМИ ПРОГОНОВИМИ БУДОВАМИ

RAILWAY BRIDGES RECOVERY FEATURES DESTROYED BY THE EXPLOSION WITH STEEL CONCRETE SPAN STRUCTURES

канд. техн. наук В.А. Лютий

Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

V.A. Liutiy, PhD (Tech.)

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

За час проведення антитерористичної операції в окремих районах Донецької і Луганської областей було зруйновано десятки мостів та шляхопроводів як автомобільного так і залізничного призначення. Більшість цих споруд були збудовані в середині минулого століття за нормами проектування 50-60 років минулого століття.

Відновлення будь-яких споруд повинно виконуватись відповідно до розробленого проекту з урахуванням сучасних норм проектування. Це призводить до заміни майже всіх конструктивних елементів мостів та шляхопроводів, навіть придатних до експлуатації, що призводить до дуже великих матеріальних затрат в сотні мільйонів гривень.

На прикладі відновлення двох одноколіїних залізничних мостів зі сталезалізобетонними прогоновими будовами через річку Кальчик, розташованих на 1260 км ПК 10 ділянки ст. Донецьк – ст. Маріуполь, регіональної філії Донецька залізниця ПАТ «Українська залізниця». Розглянуто особливості відновлення зруйнованих вибухом сталезалізобетонних прогонових будов. В умовах обмеженого фінансування пропонується використання уцілілих металевих частин прогонових будов з підсиленням до сучасних норм проектування, з укладанням монолітної залізобетонної плити проїжджої частини.

ПРЕДПОСЫЛКИ ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОГО УПРАВЛЕНИЯ ИЗМЕНЕНИЯМИ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ СВОЙСТВ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ С ПОМОЩЬЮ АВТОНОМНЫХ КОМПЬЮТЕРНЫХ СИСТЕМ

PREREQUISITES OF INTELLIGENT MANAGEMENT OF CHANGES IN THE OPERATING PROPERTIES OF BUILDING OBJECTS WITH AUTONOMOUS COMPUTER SYSTEMS

*д-р техн. наук Л.В. Трикоз¹, Ант.А.Плугин², канд. техн. наук Л.Э. Чалая²,
канд. техн. наук О.С. Герасименко¹, В.В. Конев³*

¹Украинский государственный университет железнодорожного транспорта

²Харьковский национальный университет радиоэлектроники

³Региональный филиал «Южная железная дорога» ПАО «Укрзалізниця»

*L. V. Trikoz¹, Dr. Sci. Eng., Ant. A. Plugin², L. E. Chalaya², PhD (Tech.)
O. S. Gerasimenko¹, PhD (Tech.), V. V. Konev³*

¹Ukrainian State University of Railway Transport

²Kharkiv National University of Radioelectronics

³Regional branch «Southern Railway» of PJSC «Ukrzaliznytsia»

Строительные объекты – здания и сооружения, возводятся на грунтовых основаниях и состоят из строительных конструкций, изготовленных из строительных материалов. В транспортном и гидротехническом строительстве возводится значительное количество земляных сооружений – насыпей, выемок, плотин, дамб. На момент введения строительного объекта в эксплуатацию и в течение эксплуатации показатели эксплуатационных свойств (качеств) его оснований, фундаментов, конструкций должны соответствовать определенным требованиям, обеспечивающим безопасную эксплуатацию, надежность и назначенную долговечность объекта.

В течение эксплуатации строительного объекта в результате воздействия эксплуатационных нагрузок и агрессивных факторов различной природы его эксплуатационные свойства изменяются (ухудшаются), поэтому за зданиями и сооружениями осуществляют надзор в составе весенних, осенних и внеплановых осмотров, а также обследований. При надзоре определяют *изменения эксплуатационных свойств*, сравнивают их с нормируемыми величинами и по результатам сравнения назначают и проводят техническое обслуживание, текущие и капитальные ремонты по восстановлению утраченных эксплуатационных свойств, т.е. *управляют изменениями*. Управление этими изменениями представляет собой сложный процесс сравнений текущих и нормируемых показателей эксплуатационных свойств, генерирования вариантов их восстановления, их сравнения и выбора оптимального варианта по какому-либо критерию, также назначаемому в процессе управления, т.е. является *интеллектуальным*.

Процедуры надзора и назначения мер по восстановлению эксплуатационных свойств достаточно трудоемки, требуют высокой квалификации работников,

кроме того, подвержены ошибкам вследствие человеческого фактора. Устранить эти недостатки позволит разработка и внедрение *автономных компьютерных систем*, включающих компьютер с программным обеспечением, систему датчиков контроля эксплуатационных свойств оснований, фундаментов, конструкций, управляемых компьютером и передающих ему показания, исполнительные механизмы восстановления эксплуатационных свойств.

Работа системы осуществляется следующим образом. Компьютер с программным обеспечением включает датчики, датчики снимают показатели эксплуатационных свойств и передают их компьютеру, компьютер сравнивает их с нормируемыми величинами, в случае несоответствия генерирует варианты восстановления эксплуатационных свойств, выбирает критерий оптимальности варианта, сравнивает варианты и выбирает оптимальный, включает встроенные в систему исполнительные механизмы восстановления эксплуатационных свойств или, при отсутствии таковых, выдает специалисту по надзору решение по восстановлению эксплуатационных свойств.

Для оснований, земляных сооружений, фундаментов, стен подвалов, ограждающих конструкций подземных сооружений основными эксплуатационными свойствами являются несущая способность (прочность, трещиностойкость), коррозионная стойкость, морозостойкость, контролируемые параметрами, определяющими эксплуатационные качества и их сохранность во времени – влажность грунта, неравномерные осадки, содержание в грунтовых и подземных водах агрессивных веществ, влажность внутренней грани ограждающей конструкции, а датчиками – датчики влажности, датчики перемещений, установленные на трещины датчики потери целостности (обрыва, размыкания контакта), электроды для измерения рН, концентрации электролита и т.п. Исполнительными механизмами могут быть системы откачки из дренажных скважин и коллекторов, системы электроосмотического осушения грунта, системы нагнетания в грунт отвердевающих составов и т.п.

Для несущих стен, колонн, стоек, опор основными эксплуатационными свойствами являются несущая способность (прочность, устойчивость, трещиностойкость), контролируемые параметрами – сжимающие напряжения, трещины, отклонения от проектного положения (вертикали, прямолинейности), датчиками – тензометрические датчики, датчики потери целостности (обрыва), датчики отклонения от уровня и т.п.

Для плит, балок, ферм перекрытий, покрытий, пролетных строений основными эксплуатационными качествами являются несущая способность (прочность, жесткость, трещиностойкость), контролируемые параметрами – растягивающие напряжения, прогибы, трещины, датчиками – тензометрические датчики, датчики перемещений, датчики потери целостности (обрыва) и т.п. Исполнительными механизмами могут быть домкратные системы подтяжки предварительно напряженных элементов в конструкциях и т.п.

Таким образом, к настоящему времени в строительной отрасли имеются предпосылки для создания автономных компьютерных систем интеллектуального управления изменениями эксплуатационных свойств строительных объектов.

Секція

ЗАЛІЗНИЦІ ТА АВТОМОБІЛЬНІ ДОРОГИ, МЕТРОПОЛІТЕНИ, ПРОМИСЛОВИЙ ТРАНСПОРТ

УДК 625.032.434

ВПЛИВ ПАРАМЕТРІВ РЕЙКОВОЇ КОЛІЇ НА БОКОВИЙ ЗНОС РЕЙОК В КРИВИХ

INFLUENCE OF RAIL TRACK PARAMETERS ON LATERAL WEAR OF RAILS

Начальник Департаменту колії Ю.Л. Тулей
ПАТ Укрзалізниця (м. Київ)

Yu.L. Tuley, Head of Track Department
Ukrzaliznytsia (Kyiv)

Ділянки колії в кривих малого радіуса (менше 400м) істотно відрізняються від інших ділянок значною кількістю технічних відмов, в тому числі по боковому зносу головок рейок (дефект по рисунку 44), розладами в плані і уширеннями рейкової колії. Незважаючи на те, що загальна протяжність кривих з радіусами менше 400м становить близько 2,5% від загальної протяжності головних колій магістральних залізниць України, вихід рейок по дефекту 44 становить до 23% від загальної кількості вилучених рейок за рік.

Для виявлення причин інтенсивного бокового зносу рейок та інших відмов колії в кривих малого радіусу чисельними методами були проведені дослідження для найбільш масового типу рухомого складу чотиривісних вантажних вагонів на візках ЦНДІ-3. Було досліджено вплив на динамічні процеси взаємодії колії та рухомого складу наступних показників плану колії:

- вплив радіусів кривих, непогашених прискорень і ширини колії;
- вплив локальних стикових і плавних нерівностей колії в плані.

Чисельні дослідження динамічних сил в кривих, які не мають нерівностей, показали, що при вході екіпажу в перехідні криві виникають удари між гребенями коліс і рейками в результаті набігання гребеня на зовнішню рейку. При цьому величина сили удару не залежить від величини непогашеного прискорення, а залежить тільки від швидкості руху. Також можна констатувати, що максимальні значення горизонтальних поперечних і направляючих сил виникають не в кругових кривих, тобто при сталому русі, а в перехідних кривих. Навіть при відсутності нерівностей в плані зміна радіуса кривої від 400 до 200 м викликає збільшення фактора зносу в 6,4 - 17 разів.

Дослідження впливу величини непогашеного прискорення показали, що при зміні непогашеного прискорення в межах $-0,4 \div + 0,4 \text{ м/с}^2$ (сумарно $0,8 \text{ м/с}^2$) зміна напрямних сил становить 12,5кН в перехідних і 7,6кН в кругових кривих. Для поперечних сил такі зміни становлять 29,1 і 17,6 кН.

Дослідження впливу ширини колії проведені для кривих з радіусами 200, 300 і 400 м, показали, що при радіусі кривої 200м зменшення ширини колії з 1540 мм (стандартна) до 1520 мм викликає збільшення направляючих сил на 45%, бокових – на 13%. При радіусах 300м такі зміни становлять 22% і 10% відповідно. При радіусах 400м спостерігається навіть деяке зростання цих сил, однак слід підкреслити, що мова йде про екстремальні значення. Таке збільшення говорить про зростання ударних сил взаємодії за рахунок збільшення амплітуди виляння колісних пар в колії при збільшенні величини сумарних зазорів.

Дослідження динамічних сил в кривих з урахуванням локальних стикових і плавних ізольованих нерівностей колії в плані показали, що в стиках, навіть при шестидирних накладках і високоміцних болтах виникають кути $0,25^\circ$ (при певних умовах значення цих кутів можуть досягати $2,0^\circ$). При швидкостях руху 60-70 км/год фактор зносу збільшується майже в 30 разів. Зменшити ці значення можна зменшуючи горизонтальну згинальну жорсткість стику. Корисно так само зменшення горизонтальної поперечної жорсткості рейкових опор. Нерівності колії в плані істотно збільшують кривизну рейок в плані. Це призводить до збільшення факторів зносу в 46,8 рази і появи ударних сил, значення яких можна досягати 380-390 кН.

Отримані результати дозволяють приймати обґрунтовані рекомендації про норми утримання та режими ведення поїздів в кривих малих радіусів.

УДК 273

ЖОРСТКІСТЬ ПРУЖНИХ КЛЕМ СКРІПЛЕННЯ ТРЕП, ТРЕП-Ш

THE STIFFNESS OF THE ELASTIC TERMINALS OF THE BONDING TRAP, TRAP-W

Е.А. Беліков

Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

Е.А. Byelikov

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Одним з головних параметрів проміжного скріплення ТРЕП та ТРЕП-Ш для залізобетонних шпал, що впливає на просторову жорсткість цих скріплень є жорсткість пружної клеми КПТ скріплення ТРЕП та ТРЕП-Ш при її вертикальній деформації $J_{кл}$ (кН/м).

Згідно діючих технічних вимог до цих типів проміжних скріплень чисельне значення величини натискання клеми на підшову рейки повинно бути не менш ніж 12 кН. Ці вимоги закріплено достатніми дослідженнями виконаними комплексним відділенням ВНІЗТУ.

Для приймання цих типів скріплень до експлуатації на дослідних ділянках колії було виконано, в дослідному цеху Укрзалізниці, додаткове планове дослідження яким встановлено значення, яке дорівнює 26,25 кН, це необхідна сила для відриву рейки від шпали та можливість виміряти зазор рівний 1 мм.

Для більш повного випробування клем КПТ автором доповіді застосовувалося обладнання (рис. 1), яке моделювало роботу клеми у колії.



Рис. 1. Обладнання для випробування клем КПТ

Зміни навантаження на клему визначалися за допомогою правил важелю, вертикальна деформація клем – індикатором переміщень ІЧ-10 з точністю до 0,01 мм та дорівнювало 16 мм, діапазон навантаження на клеми становило від 0 кН до 16,82 кН.

Було випробувано 4 клеми, які було надано автором скріплень для дослідів. Для них отримане середнє значення жорсткості при вертикальних деформаціях становить 970 кН/м при середньоквадратичному відхиленні $0,02 \cdot 10^4$ кН/м.

Проведені експериментальні дослідження параметрів жорсткості елементів скріплень ТРЕП та ТРЕП-Ш дали можливість виконати розрахунки просторових жорсткостей зазначених типів скріплень.

УДК 625.151

ДОСЛІДЖЕННЯ ЗНОСОСТІЙКОСТІ СТІЛОЧНИХ ПЕРЕВОДІВ ДЛЯ УМОВ ЕКСПЛУАТАЦІЇ КИЇВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ

SWITCH'S WEAR-RESISTANCE INVESTIGATION FOR OPERATING CONDITIONS OF KIEV UNDERGROUND RAILWAY

*канд. техн. наук В.Д. Бойко, канд. техн. наук В.М. Молчанов, Т.Д. Артюхович
Державний економіко-технологічний університет транспорту (м. Київ)*

*V.D. Boyko, PhD (Tech.), V. M. Molchanov, PhD (Tech.), T.D. Artiukhovych
State Economic-Technological University of Transport (Kyiv)*

Метрополітен – особливий вид міського транспорту, який використовує рейкову колію і, зокрема, стрілочні переводи для руху поїздів метро, та має особливі умови експлуатації.

Конструкції залізничної колії та стрілочних переводів метрополітену мають відмінності порівняно із магістральними залізницями. Крім цього, відрізняються умови експлуатації залізничної колії та стрілочних переводів, використову-

ють стрілочні переводи спеціальних проектів, а також є відмінність у конструкції ходових частин рухомого складу. Ці відмінності суттєво впливають на силову динаміку взаємодії колії (стрілочних переводів) з рухомим складом, а відповідно елементи конструкцій будуть мати інші характеристики зносостійкості. Таким чином, дослідження зі зносостійкості елементів стрілочних переводів, що проводились для магістральних залізниць, некоректно використовувати для оцінки роботи конструкцій переводів в умовах метрополітену.

Встановлення функціональних залежностей зносу від комплексу експлуатаційних факторів дозволить прогнозувати знос елементів стрілочних переводів залежно від пропущеного тоннажу із врахуванням умов експлуатації, а це дозволить обґрунтовано та якісно планувати роботи поточного утримання та заміну непридатних елементів переводів, що дає можливість раціонально використовувати матеріальні та фінансові ресурси.

Для встановлення зносостійкості основних металевих елементів стрілочних переводів були проведені комплексні експлуатаційні дослідження зносостійкості стрілочних переводів головних колій Київського метрополітену залежно від умов експлуатації.

В дослідженні були задіяні стрілочні переводи, які експлуатуються в підземних і наземних ділянках на головних коліях Святошинсько-Броварської, Куренівсько-Червоноармійської та Сирецько-Печерської ліній. Дослідження зносостійкості проводились на 37 стрілочних переводах (62% від загальної кількості), у тому числі на 22 (52%) стрілочних переводах типу Р50 марки 1/9 і 15 (83%) переводах типу Р65 марки 1/9.

Досліджувані конструкції різнилися характеристиками пропущеного при експлуатації тоннажу, а також мали різні умови експлуатації (переважний напрямок руху поїздів – пошерстний (ПШ) або протишерстний (ПРШ), різні швидкості руху та ін.). Вихідні експлуатаційні данні були надані Службою колії, тунельних споруд і будівель Київського метрополітену.

На стрілочних переводах встановлена швидкість руху V по прямому напрямку складала $V_{max} = 80$ км/год, по боковому напрямку – до $V_{max} = 40$ км/год.

Вантажна напруженість G , млн т на рік ділянок метрополітену складала: на Святошинсько-Броварській лінії – 25,23 млн. т на рік; на Куренівсько-Червоноармійській лінії – 21 млн. т на рік; на Сирецько-Печерській лінії – 17,1 млн. т на рік.

Пропущений тоннаж T з моменту вкладання до часу натурних досліджень по хрестовинах типу Р50 становив від 13,1 до 133,4 млн. т, а по хрестовинах типу Р65 – від 24,6 до 106,2 млн. т. Для елементів стрілки типу Р50 пропущений тоннаж становив від 31,3 до 367,4 млн. т, а типу Р65 – від 224,7 до 397,7 млн. т.

Розподіл стрілочних переводів за переважним напрямком руху був наступним: з переважним (ПШ) напрямком руху для типу Р50 і Р65 – 13 і 10 відповідно, а з переважним (ПРШ) напрямком руху – 9 та 5 відповідно.

В результаті проведених експлуатаційних досліджень стрілочних переводів типів Р50 і Р65 марки 1/9 були встановлені аналітичні залежності зносу вусовиків та осердь хрестовин в зоні перекочування та зносу рамних рейок і гостряків залежно від умов експлуатації. За основу функціональної залежності зносу від умов експлуатації.

платуації прийнято аналітичний вираз виду $h = a \sqrt{T} + \hat{a}T$, який більш повно описує процес напрацювання зносу поверхні кочення елементів стрілочних переводів не тільки від пропущеного тоннажу, а й від умов експлуатації конструкцій.

УДК: 625.143

ОСОБЛИВОСТІ ВЗАЄМОДІЇ РУХОМОГО СКЛАДУ І КОЛІЇ В УМОВАХ МЕТРОПОЛІТЕНУ

FEATURES OF THE INTERACTION OF ROLLING STOCK AND TRACK IN TERMS OF METRO

*Начальник служби колії та тунельних споруд А.Л. Бортовик¹,
канд. техн. наук Д.А. Фаст², канд. техн. наук Н.В. Бугаєць², А.С. Малішевська²*

¹КП «Харківський метрополітен» (м. Харків)

²Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

*A.L. Bortovik¹, Head of Track and Structures Tunnel Department,
D.A. Fast², PhD (Tech.), N.V. Bugaets², PhD (Tech.), A.S. Malishevsky²*

¹CE «Kharkov Metro» (Kharkiv)

²Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

В більшості досліджень, в яких розглядалися питання взаємодії колії і рухомого складу, визначалися вертикальні або горизонтальні поперечні сили, які діють на колію при русі екіпажів в прямих і кривих ділянках колії. Назвати обґрунтовані рекомендації що до підвищення ресурсів роботи елементів колій метрополітенів на сам перед найбільш коштовних елементів - рейок можна тільки на основі інформації про вертикальні та горизонтальні поперечні сили, які виникають в таких умовах.

Для оцінки рівня сил, що діють на рейки від рухомого складу, для обраних дослідних ділянок колій КП «Харківський метрополітен», були проведені багатоваріантні розрахунки. В якості розрахункових було прийнято наступні типи рухомого складу метрополітену:

Холодногірська лінія – вагони типів Еж3, Ем-508Т.

Салтівська лінія – вагони типів 81-717, 81-714.

Олексіївська лінія – вагони типів 81-718, 81-719.

Швидкість руху прийнятих до розрахунку екіпажів змінювалась в межах до 80 км/год. Для кожного типу екіпажем враховувалось 25 параметрів.

Як змінні в розрахунках приймалися наступні параметри колії:

- радіуси кругових кривих від 200 до 600 метрів;
- довжина вертикальних нерівностей від 2 до 25 метрів;
- глибина вертикальних нерівностей від 0,05 до 0,010 метрів;
- довжина горизонтальних нерівностей від 1 до 8 метрів;
- стріла вигину горизонтальних нерівностей від 0,03 до 0,09 метрів;
- термін експлуатації колії від 0 до 15 років.

Розрахункові значення максимальних горизонтальних поперечних сил, а також вертикальних сил, які виникають в кривих ділянках колії наведені в табл. 1.

Таблиця 1 – Рівень вертикальних і бокових сил, що діють на головку рейки від рухомого складу.

№	Радіус, м	Підвищення, мм	Швидкість, км/год	Діючі навантаження, Н				Напруження, МПа
				Вертикальні		Горизонтальні		
				min	max	min	max	
1	пряма	0	60	42087	75770	-	-	103.29
2	400	120	60	42033	75866	-1584	-722.24	108.85
3	600	120	60	42327	76219	-6544.7	-3151.2	123.79
4	800	120	60	42414	76413	-9105	-4330.5	123.11

З таблиці можна дослідити значення вертикальних та горизонтальних сил в залежності від радіуса кривих в ділянках. Таблиця 1 є ілюстративним висновком проведених досліджень.

В результаті проведення експериментальних досліджень, був виконаний багатоваріантний розрахунок сил взаємодії вагонів метрополітену, що застосовується та колії з урахуванням особливостей Харківського метрополітену. Визначені вертикальні і горизонтальні поперечні сили при русі вагонів метро по прямим та кривим ділянкам колії з різними швидкостями. Розглянуто вплив радіусів кривих вертикальних і горизонтальних нерівностей термінів експлуатації колії.

Отримані залежності коефіцієнтів динаміки і амплітудних коефіцієнтів вертикальних сил від швидкості руху вагонів метро по колії на дискретних пружно дисипативних опорах. Також, під час досліджень було встановлено, що дискретність спирання, нерівнопружність рейкових опор викликають виникнення динамічних сил які перевищують статичне вертикальне навантаження в 1,2 рази. Вертикальні нерівності колії збільшують значення вертикальних динамічних сил в 1,08-1,15 рази.

Вперше було оцінено рівень горизонтальних поперечних сил в умовах метрополітену, встановлено вплив дискретності спирання нерівно пружність опор нерівностей колії. Встановлено, що при швидкостях руху, які реалізуються на коліях метрополітену можуть виникати горизонтальні поперечні сили величина яких сягає 12,5-14,8 кН.

УДК 625.143:625.42

АНАЛІЗ СТАНУ ШТУЧНИХ СПОРУД НА ЛЬВІВСЬКІЙ ЗАЛІЗНИЦІ

ANALYSIS OF ENGINEERING STRUCTURES ON THE LVIV RAILWAY

*канд. техн. наук С.І. Возненко, канд. техн. наук О.А. Дудін
Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

*S.I. Voznenko, PhD (Tech.), O.A. Dudin, PhD (Tech.)
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

Стан штучних споруд Львівської залізниці в цілому задовільний. Але велика кількість штучних споруд була попудована в часи СРСР. Є такі що були побудовані за часів Австро-Угорщини.

Дуже багато штучних споруд мають дефектність. Причини – недостатнє фінансування, та не використання новітніх технологій ремонту. Зокрема технологій розроблених на кафедрі БМКС під керівництвом А.М. Плугіна. Пропонується для поліпшення стану споруд, зокрема використовувати технологію об'єднання металоін'єкційної для ремонту тунелів та водопропускних труб.

При використанні цієї технології велика кількість робітників не використовується, велика техніка не застосовується. Термін роботи споруд подовжується. Заміна не потребується.

Для виконання робіт потрібно: Епоксидна смола, кам'яно-вугільна смола, цемент, СПЦВС, металеві листи товщиною 3 мм, арматурні стержні, розчинонасос, зварний апарат, устрій для сверління, термін виконання – близько двох місяців. Кошторис в десятки разів менший чим при заміні штучної споруди.

УДК 625.143:625.42

ДОСЛІДЖЕННЯ РОЗВИТКУ ДЕФЕКТІВ КОНТАКТНО-ВТОМНОГО ПОХОДЖЕННЯ РЕЙОК МЕТРОПОЛІТЕНУ ПРИ ВИКОНАННІ ПОПЕРЕДЖУВАЛЬНОГО ШЛІФУВАННЯ ТА МАЩЕННЯ

INVESTIGATION OF THE DEVELOPMENT OF THE DOMINANT DEFECTS OF SUBWAY RAILS DURING THE IMPLEMENTATION OF PREVENTIVE GRINDING AND LUBRICATION

*д-р техн. наук С.В. Воронін, канд. техн. наук О.О. Скорик,
канд. техн. наук В.О. Стефанов, канд. техн. наук Д.В. Онопрейчук,
Є.М. Коростельов*

Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

*S.V. Voronin, Dr. Tech. Sc., O.O. Skoryk, PhD (Tech.),
D.V. Onopreichuk, PhD (Tech.), V.O. Stefanov, PhD (Tech.), Ye.M. Korostelov
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

Метою даних випробувань є встановлення закономірностей впливу шорсткості бокової робочої поверхні головки рейки в кривих ділянках колії метрополітену та мащення оброблених поверхонь на інтенсивність розвитку дефектів контактно-втомного походження.

За раніше проведеними теоретичними та стендовими дослідженнями було встановлено діапазон значень шорсткості контактуючих поверхонь в контакті «колесо-рейка» в кривих ділянках колії метрополітену, який склав $Ra = 4-0^*$ мкм (* значення шорсткості $Ra = 0,008$ мкм, що відповідає 14-му класу шорсткості за стандартами FERA). При цьому контактуючі поверхні оброблялись шліфувальним папером зернистістю P150, P220, P320 та P500. Значення шорсткості $Ra = 0^*$ отримано шляхом полірування контактуючих поверхонь. Мащення бокової робочої поверхні головки рейки здійснювалось «вручну» із використанням мастильного матеріалу, який було виготовлено в науковій лабораторії «Хіммотологічна» кафедри «Будівельні, колійні та вантажно-розвантажувальні

машини» (БКВРМ) Українського державного університету залізничного транспорту для даних випробувань.

В результаті проведених експлуатаційних випробувань в кривих ділянках колій Харківського метрополітену встановлено вплив шорсткості бокової робочої поверхні головки рейки зовнішньої рейкової нитки в кривих ділянках колії після проведення попереджувального шліфування та мащення рейок на розвиток дефектів рейок контактено-втомного походження.

За результатами проведених експлуатаційних випробувань встановлено, що попереджувальне шліфування рейок з одночасним мащенням, призводить до уповільнення розвитку дефектів рейок метрополітену контактено-втомного походження. Визначено значення раціональної шорсткості бокової робочої поверхні головки рейки зовнішньої рейкової нитки в кривих ділянках колії при виконанні попереджувального шліфування рейок на рівні $Ra = 2$ мкм, при якому спостерігається мінімум швидкості розвитку дефектів контактено-втомного походження. При цьому виконання попереджувального шліфування з послідувачим мащенням оброблених поверхонь рейок слід проводити починаючи з моменту укладання рейки в криву метрополітену.

Виконання попереджувального шліфування рейок призводить до уповільнення розвитку дефектів контактено-втомного походження на 18,42 % за умов виконання шліфування до $Ra = 2$ мкм без мащення та на 31,35 % за умов мащення для дослідної ділянки на перегоні Захисників України-Архітектора Бекетова (ПК 102+36,970-ПК 102+60,970).

УДК 72.01

ИННОВАЦИОННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ КАК СРЕДСТВА ГУМАНИЗАЦИИ ГОРОДСКОЙ СРЕДЫ

INNOVATIVE BUILDINGS AND STRUCTURES AS A MEANS OF HUMANIZATION OF URBAN SPACE

*канд. арх. М. А. Вотинов, канд. арх. О. В. Смирнова
Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова*

*M. A. Votinov, PhD (Arch.), O. V. Smirnova, PhD (Arch.)
O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv*

Иновационные здания и сооружения становятся неотъемлемым элементом городской среды. Они предназначены для различных процессов жизнедеятельности человека. В настоящее время неизмеримо возрос инженерно-технический уровень обеспечения процесса жизнедеятельности человека, что требует качественно новых подходов к совершенствованию формирования городской среды, особенно с учетом гуманизации ее инфраструктуры. Необходим поиск эффективных способов совершенствования среды жизнедеятельности человека для создания высокого качества жизни в городе. Создание высокого качества жизни в городе – сово-

купный результат комплексной деятельности экономического и социального планирования, архитектурно-градостроительного проектирования, всей сферы реализации принятого решения. Поэтому городская среда рассматривается как объект комплексного системного динамического развития, в котором инновационные здания являются объектами технологий, где реализуются новейшие достижения в различных областях науки и техники. Они, по сути, являются стимуляторами научно-технического процесса на всех этапах исторического развития.

Инновационного здания создавались поэтапно в процессе развития цивилизации, но на всех этапах исторического развития они отличались новизной (не имели аналогов), нетрадиционным конструктивным и композиционным объемно-пространственным решением, обеспечивающим индивидуальный художественный образ объекта. На каждом этапе исторического развития они представляли собой архитектурные объекты с новыми качественными характеристиками, удовлетворяющими конкретные общественные потребности и дающие ряд эффектов (социальный, экологический, научно-технический, экономический).

Следует выделить две категории инновационных зданий:

- исторические инновационные здания, созданные до XX ст.;
- современные инновационные здания, созданные в течение XX–XXI ст.

Исторические инновационные объекты представляют собой здания и сооружения с индивидуальным художественным образом нетрадиционной конструктивной системой, создание которых обусловлено социокультурными потребностями определенной эпохи. Историческими инновационными объектами следует считать Сады Семирамиды, Афинский акрополь, Колизей, готический храм Нотр-Дам, Хрустальный дворец и Эйфелеву башню.

Основными историческими инновационными архитектурно-градостроительными объектами являлись здания и сооружения, но в этот же период в Древней Греции появился инновационный архитектурно-градостроительный ансамбль Афинский акрополь. Он представлял собой совокупность ряда архитектурных сооружений, обладающих художественно-планировочным единством и пространственно взаимодействующих друг с другом. Основными закономерностями формирования инновационных исторических объектов являются: превалирование регулярной структуры, увеличение масштабных характеристик объектов, использование композиционных средств в соответствии с тектоникой сооружений; наличие определенной символики, выявление индивидуальной стилистики; появление сооружений с разнообразной функцией: рекреационной, зрелищной, сакральной; наличие индивидуального художественного образа с огромным эмоциональным воздействием на человека; создание сооружений с применением новых технологий и нетрадиционных конструкций.

Современными инновационными объектами следует считать музей С. Гугенхайма в Нью-Йорке, Сиднейский оперный театр, культурный центр «Метрополь Парасоль» в Севилье (Испания), отель Марина Бей Сэнд в Сингапуре, многофункциональный комплекс «Танцующие драконы» в Сеуле (Южная Корея), «Бурдж-Халифа» в Дубае. Основными закономерностями формирования инно-

вационных современных объектов являются: интеграция зданий с природой, увеличение высоты зданий как критерий формирования инновационного объекта; выявление информативности зданий в соответствии с функцией; тенденция формирования многофункциональных объектов, усложнение функциональной структуры зданий; выявление экспрессионизма в создании художественного образа объектов; использование приемов подземной урбанистики, применение в конструктивных решениях новых технологий с природными энергосистемами.

Следует отметить, что актуальным становится применение феноменологической концепции проектирования инновационных зданий, когда архитектурная среда приобретает свойства в зависимости от пространственных потребностей человека – физическо-утилитарных, где человек рассматривается как функционирующий объект и духовно-эстетических, где человек рассматривается как воспринимающий субъект.

С учетом пространственных потребностей человека инновационные здания должны выполнять следующие аспекты гуманизации городской среды: утилитарные и функциональные, эмоциональные и художественно-образные.

УДК 625.143

ФОРМУВАННЯ ПРОСТОРОВОЇ ЖОРСТКОСТІ РЕЙКОВИХ ОПОР ПРИ ШПАЛАХ СБ-3-0 І СКРІПЛЕННЯХ КПП-5

FORMING OF SPATIAL INFLEXIBILITY OF RAIL SUPPORTS AT RAILROAD TIES SB-3-0 AND FASTENING KPP-5

док. техн. наук О.М. Даренський¹, С.В. Кулік²

¹*Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

²*Куп'янськ-Вузлова дистанція колії (Куп'янськ)*

O.M. Darenskiy¹, Dr. Tech. Sc., S.V. Kulik²

¹*Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

²*Koupyansk-Knot distance of track (Koupyansk)*

З 2003 року на залізницях України дозволено до застосування проміжне скріплення типу КПП-5. Згідно діючих нормативних документів дозволяють укладання безстикової колії на ділянках з будь-якою вантажонапруженістю в прямих і кривих з радіусами 350 м і більше. Довжина плітей безстикової колії може досягати довжини блок-ділянок або перегону (наддовгі пліті).

Одним з найбільших недоліків застосування скріплення типу КБ, являється його багатоеlementність, в порівнянні зі скріпленням КПП-5, так як скріплення КБ налічує більше 20 елементи, а скріплення КПП-5 усього п'ять.

Але при аналізі нормативних документів, а також аналізуючи дослідження вітчизняних та закордонних вчених, немає можливості отримати характеристики жорсткості вузла скріплення типу КПП-5, яка впливає на визначення просторової жорсткості проміжних скріплень і є складовою загальної просторової

жорсткості підрейкової основи та впливає на роботу всієї конструкції колії під дією динамічного й вібраційного поїзного навантаження.

При дії на рейку вертикальних і бічних сил відбувається її вигин у вертикальній і горизонтальній площині та її крутіння. Складовими реакцій рейкових опор є вертикальні і горизонтальні реакції рейкових скріплень і реактивні крутні моменти. Тому у даній роботі розглядається вертикальна й горизонтальна поперечні жорсткості скріплення типу КПП-5 при вигинах і його жорсткість при крутінні рейки.

Було розглянуто вузол скріплення КПП-5, у якому відбувається початкова вертикальна деформація пружинної клеми $y_{кл}^{поч}$, яка і може досягати, з урахуванням конструктивних розмірів клем, анкерів, прокладок, ізолюючого вкладиша та підшви рейки – 6 мм. При цьому кожна клема притискає підшву рейки до шпали із певною силою, в яку враховується жорсткість клеми при вертикальних деформаціях.

Розраховуючи дію цих сил, потрібно враховувати елементи опору підрейкової прокладки стискаючій дії.

За допомогою розрахунків було доведено, що рівновага у вузлі скріплення буде тоді, коли остаточні монтажні сили клемного притиснення будуть дорівнювати пружному опору прокладки стиску.

Але вивчаючи дію вертикальних і бічних сил у скріпленні, неможливо не враховувати горизонтальну поперечну жорсткість скріплення, яка виникає під дією бічної сили, а також жорсткість при крученні.

В результаті розрахунків отримані математичні залежності жорсткості вузла скріплення типу КПП-5 при вертикальному і горизонтальному вигинах і крученні рейки під дією бічних сил як функції жорсткості пружних елементів скріплення.

УДК 625

МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ КОЛИВАНЬ ЗАЛІЗНИЧНОЇ КОЛІЇ ЯК БАЛКИ, ЯКА МАЄ ІНЕРЦІЙНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ

MATHEMATICAL MODEL OF VIBRATIONS OF A RAILWAY TRACK AS A BEAM, WHICH HAS INERTIAL CHARACTERISTICS

*д-р техн. наук О.М. Даренський, Я.С. Лейбук,
канд. техн. наук А.В. Клименко*

Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

*A.N. Darenskiy, Dr. Tech. Sc., Y.S. Leibuk,
A.V. Klimenko, PhD (Tech.)*

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Розроблено математичну модель коливань залізничної колії, в основу якої покладена розрахункова схема колії у вигляді балок на багатьох пружно-дисипативних опорах. На відміну від розроблених раніше моделей, врахована

розподілена маса колії. Це дозволяє застосовувати пропоновану модель, в тому числі для розрахунків сил взаємодії колії та рухомого складу, а також для умов швидкісного та високошвидкісного руху.

На підставі аналізу досліджень і публікацій з питань моделювання взаємодії колії та рухомого складу, можна сформулювати проблему досліджень, яка полягає в наступному: «застосування моделей колії у вигляді балки на суцільній пружній основі може давати, в деяких умовах, істотні похибки в розрахунках, а застосування моделей і методів розрахунку з використанням схеми колії у вигляді балки, на багатьох пружно-дисипативних опорах обмежується тим, що при високих швидкостях руху необхідно враховувати масу колії, котра бере участь в коливаннях.

Метою дослідження є розробка математичної моделі коливання колії під дією змінного навантаження при використанні розрахункової схеми колії як балки на багатьох пружно-дисипативних опорах з урахуванням інерційних характеристик колії. Для досягнення цієї мети в роботі вирішені наступні завдання:

- 1) Отримано загальні рівняння вільних коливань балки має рівномірно і нерівномірно розподілену масу;
- 2) Отримані рівняння вимушених коливань балки, яка має рівномірно розподілену масу;
- 3) Складено диференціальне рівняння поперечних коливань рейки. Таким чином, отримані загальні рівняння вільних і вимушених коливань балки, яка має розподілену масу, складено диференціальне рівняння поперечних коливань цієї балки і отримано рішення цього рівняння при дії вимушених коливань. Ці рівняння дозволять в подальшому вирішувати задачу про взаємодію колії та рухомого складу, при використанні розрахункової схеми колії, як балки на багатьох пружно-дисипативних опорах.

УДК 625.143

МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ОЦІНКИ НАДІЙНОСТІ ПРОТИУГІННИХ ЗДІБНОСТЕЙ ПІДРЕЙКОВОЇ ОСНОВИ ЗІ СКРІПЛЕННЯМ КПП-5

MATHEMATICAL MODEL OF ESTIMATION OF RELIABILITY OF PROTOUGINNIIH CAPABILITIES OF SUBRAIL BASIS WITH FASTENING KPP - 5

док. техн. наук О.М. Даренський¹, П.В. Пліс²

¹*Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

²*Південна залізниця КМС – 133 (Куп'янськ)*

O.M. Darenskiy¹, Dr. Tech. Sc., P.V. Plis²

¹*Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

²*Southern Railway TMS - 133 (Kup'yansk)*

Для опору рейок повздовжнім переміщенням, відносно підрейкових опор, тобто для запобігання їх угону, на магістральних залізницях широко викорис-

товуються «протиугонні системи», які представляють собою сукупність вузлів проміжних скріплень.

У роботі розглядаються питання ремонтпридатності, довговічності та безпеки роботи конструкцій при розрахункових режимах експлуатації, щоб забезпечити їх нормальне функціонування.

Для умов, що розглядаються, надійність протиугінної системи в перебігу часу її експлуатації визначається з урахуванням ймовірності безвідмовної роботи системи протягом певного періоду, з урахуванням нормативного значення та ймовірності безпечної роботи.

Для розрахунків імовірності безвідмовної роботи протиугінною системи визначаються її стохастичні властивості «навантаження – несуча здатність», тобто в будь-який момент часу описаний розподіл цих параметрів.

Кожен вузол проміжного скріплення можна характеризувати величиною поздовжньої зв'язку рейки зі шпалою. Величина поздовжньої сили тиску рейки на вузол скріплення, випадково змінюючись в процесі роботи, може досягти критичної позначки, при якому може відбутися відмова вузла скріплення. При відмові деяких вузлів скріплень протиугінна система залишається працездатною, так як в ній є надлишкові елементи.

В роботі розглянута логічна схема для розрахунку надійності протиугінної системи і виконаний аналіз її відмов при будь-якому стані.

Були виконані розрахунки математичного очікування часу безвідмовної роботи вузла скріплень, які можна визначити, знаючи характеристики випадкового процесу зміни навантаження на вузол в процесі роботи.

Вузол скріплень вважається працездатним в частині протиугінних властивостей, якщо діюче на нього навантаження не перевищує його несучої здатності. Були визначені фіксовані моменти часу або напрацювання, а також вірогідність того, що вузол скріплення працездатний при усіченому нормальному розподілі величин навантажень, а також при випадковому процесі зміни навантажень, що має монотонні реалізації, з урахуванням густини розподілу напрацювання.

Для цієї мети термін служби протиугінної системи (міжремонтний період) розбивають на інтервали. Для кожного фіксованого значення напрацювання обчислюють значення вірогідності знаходження протиугінної системи в працездатному стані. Далі, припускаючи, що всі реалізації випадкового процесу зміни навантажень є гладкими монотонними, визначаються середні для інтервалів значення густини розподілу напрацювання повністю, розділивши прирости вірогідності того, що вузол скріплення знаходиться в працездатному стані, на довжину певного інтервалу.

ПРОСТОРОВА МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ЕКІПАЖУ МЕТРОПОЛІТЕНУ
**SPATIAL MATHEMATICAL MODEL OF THE METRO (SUBWAY,
UNDERGROUND) CARRIAGE**

*д-р техн. наук О.М. Даренський, канд. техн. наук Д.О. Потапов
канд. техн. наук В.Г. Вітольберг*
Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

*О.М. Darenskiy, Dr. Tech. Sc., D.O. Potapov, PhD (Tech.),
V.G. Vitolberg, PhD (Tech.)*

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

В переважній більшості досліджень, в яких розглядалися питання взаємодії колії і рухомого складу в умовах магістральних залізниць, для визначення рівня вертикальних, горизонтальних поздовжніх та поперечних сил, що діють на колію при русі екіпажів в прямих і кривих ділянках, використовуються лише плоскі математичні моделі екіпажів.

Крім того, при визначенні сил взаємодії екіпажа і колії вертикальна та горизонтальна жорсткість колії приймаються постійними. Проте, аналіз особливостей улаштування і роботи колії під дією рухомого складу метрополітену показує, що таке припущення не є прийнятним.

Також необхідно відзначити, що наявність кривих ділянок малого радіусу, особливостей конструкції та режимів ведення рухомого складу в умовах метрополітену призводить до необхідності враховувати істотні нелінійності залежності, у тому числі нелінійності розривного типу. Оскільки для нелінійних систем принцип суперпозиції не можливо застосувати, запропонована нелінійна просторова модель екіпажу.

В математичній моделі прийнята розрахункова схема 4-х вісного екіпажа з урахуванням конструктивних особливостей вагонів метро типів Еж3, Ем-508Т, 81-717, 81-714, 81-718, 81-719.

Головні допущення, які були прийняті при розробці запропонованої математичної моделі, зводяться в основному до наступних:

1. Кузов екіпажа, обресорені і необресорені частини візка вважаються абсолютно твердими тілами, деформації яких не враховуються.
2. В екіпажі враховується деформація тільки в підвісках, пружні елементи яких мають лінійні і нелінійні характеристики, маса цих елементів не враховується.
3. Приймається рівність параметрів однойменних елементів, тобто всі колісні пари, обресорені частини візка, ресорні комплекти і т.д. аналогічні.
4. При визначенні горизонтальних силових реакцій між колесами і рейками враховується те, що у кожній колісній парі колеса жорстко сполучені з віссю і тому при русі екіпажа обертаються з однаковою кутовою швидкістю.

5. Рейки вважаються балками великої довжини незмінного перерізу, що лежать на опорах, які володіють пружно-дисипативними властивостями у вертикальній і горизонтальній площинах.
6. У вертикальній площині колеса і рейки мають односторонній зв'язок.
7. В математичній моделі враховані такі особливості улаштування колії, як монолітна підшпальна основа та відсутність притиснення рейки до підрейкової прокладки та можливість відриву подошви від прокладки (можливий однобічний зв'язок).

Кількість лінійних і кутових переміщень конструктивних елементів екіпажу дорівнює 44.

Запропонована математична модель екіпажу дає змогу оцінити рівень сил взаємодії рухомого складу та колії в специфічних експлуатаційних умовах метрополітену, що в подальшому може сприяти розробці та впровадженню різноманітних інженерно-технічних заходів, які спрямовані на підвищення надійності роботи всієї конструкції колії, так і її окремих елементів.

УДК 625.14:[539.372:536.722]

МОДЕЛЮВАННЯ ЖИТТЄВОГО ЦИКЛУ ЗАЛІЗНИЧНОЇ КОЛІЇ НА ОСНОВІ ЕНТРОПІЇ СИСТЕМИ

MODELING RAILWAY'S LIFECYCLE OF BASED ON ENTROPY SYSTEM

канд. техн. наук Д.М. Курган

Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені В. Лазаряна

D.M. Kurhan, PhD (Tech.)

Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan

Сучасний розвиток транспортних мереж потребує від залізничного транспорту підтримувати та удосконалювати існуючий стан для збереження конкурентоспроможності. Одним з основних показників вибору виду транспорту традиційно залишається швидкість доставки вантажів і пасажирів. Для забезпечення цієї умови залізнична колія повинна знаходитись у відповідному стані, який забезпечує встановлені вимоги до колійної інфраструктури. Серед багатьох суміжних питань окремо треба виділити задачу прогнозування термінів служби залізничної колії.

Положення про проведення планово-запобіжних ремонтно-колійних робіт на залізницях України визначає основні та додаткові критерії, від яких залежать строки проведення відповідних ремонтних робіт. Впровадження швидкісного руху, перерозподіл потоків поїздів з відокремленням вантажних і пасажирських напрямків, потребують доповнень до такого основного критерію призначення міжремонтних строків як пропущений тоннаж. Корегування повинні враховувати структуру поїздопотоків, що обертається на ділянці, та швидкості руху поїздів.

Для моделювання процесу поступового зміну стану за час експлуатації залізнична колія представлена як система, яка складається з множини різних елементів, які зібрані в цілісну конструкцію. Кожна частка елемента оточена пруж-

жними зв'язками з іншими, які формують сукупності зв'язків. При навантаженні системи ця сукупність деформується, а при певних обставинах деякі зв'язки розриваються, що обумовлює перехід від пружних деформацій до залишкових. Життєвий цикл такої системи можна розглядати як процес накопичення розірваних зв'язків. Враховуючи велику протяжність залізничних ділянок, доцільно говорити не про появу деформацій якоїсь визначеної величини в певному перерізі колії, а про імовірність таких подій на ділянці в цілому.

Якщо оперувати вірогідністю появи певних відхилень, стан системи можна характеризувати кількістю розривів умовних внутрішніх зв'язків. Однаковому стану системи можуть відповідати різні комбінації розривів. Чим більше кількість розривів, тим більше кількість варіантів змін структури системи, що відповідають її поточному стану. Такий процес описується як поступовий перехід від упорядкованого стану до хаотичного. Для застосування наведеної характеристики системи в роботі використано такий чисельний показник, як ентропія.

При старінні системи її ентропія постійно збільшується. Зростання ентропії визначається змінами внутрішньої енергії системи, які можна визначити використовуючи механічну роботу сил, дія яких приводить до деформацій. Це дає змогу показати кількісний показник розриву зв'язків у системі як наслідок виконання механічної роботи.

В залежності від задачі, що вирішується, та факторів, які треба врахувати, пропонуються різні методики визначення ентропії залізничної колії: спрощена – для врахування структури поїздопотоків; на основі розрахунків колії на міцність – для врахування конструкції верхньої будови колії; з використанням моделі залізничної колії, яка враховує динаміку прогину підрейкової основи – для детального врахування конструкції колії та високих швидкостей руху. Узагальнення варіантних розрахунків дало змогу визначити коефіцієнти еквівалентного збільшення пропущеного тоннажу для врахування швидкості руху поїздів. Їх числові значення складають від 1,1 до 1,5 для швидкостей руху пасажирських поїздів 121-320 км/год відповідно.

УДК 625.1:656.222.1

СПЕЦІАЛІЗАЦІЯ ЗАЛІЗНИЧНИХ НАПРЯМКІВ ЯК ЗАСІБ НАДІЙНОСТІ РОБОТИ ЗАЛІЗНИЧНОЇ КОЛІЇ

SPECIALIZATION OF RAIL AXES AS A MEANS OF RELIABILITY OF WORK THE RAILWAY TRACK

*д-р техн. наук М.Б. Курган, канд. техн. наук Д.М. Курган, С.Ю. Байдак
Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені В. Лазаряна*

*M.B. Kurhan, Dr. Tech. Sc., D.M. Kurhan, PhD (Tech.), S.Yu. Baidak
Dnipropetrovsk National University Railway Transport named after Acad. V. Lazaryan*

Розподіл вантажного й пасажирського руху – головний принцип організації швидкісного руху в Європі. Але умови роботи європейських і українських залі-

зниць суттєво відрізняються, що вимагає додаткових досліджень, змін відповідних нормативів і підходів до реалізації програм.

Як показує практика, суміщений рух пасажирських і вантажних поїздів негативно впливає на умови експлуатації і плавність руху поїздів. Якщо після модернізації залізнична колія здається з оцінкою «відмінно», то після експлуатації в кінці року кількість балів може зрости до 100 і більше.

При значній різниці у швидкостях пасажирських і вантажних поїздів зменшується провізна спроможність лінії, на якій впроваджується швидкісний рух, і у випадку недостатніх резервів виникає необхідність її посилення.

Забезпечити раціональний швидкісний режим потоку поїздів і оптимальні умови роботи колії можна декількома шляхами. По-перше, це підвищення швидкості вантажних поїздів до 100-120 км/год, щоб зменшити розрив між швидкостями пасажирських і вантажних поїздів. Але таке рішення можливе тільки після модернізації візків і гальмуючих пристроїв вантажних вагонів. Інша можливість вирішення проблеми – це передача частини вантажних поїздів на паралельні ходи.

Постановка і вирішення задачі у другому випадку потребує системного підходу. Дослідження в ДНУЗТ за вказаною проблемою проводяться десять останніх років. Для досягнення зазначеної мети вирішені такі основні завдання: розроблена математична модель і методика формування технічних станів залізниць на паралельних ходах, встановлені критерії оцінки варіантів і умови доцільності передачі певної частини вантажних перевезень на паралельний хід. Досліджені умови забезпечення міцності стійкості верхньої будови колії при різній структурі перевезень, фактори, що впливають на знос інфраструктури, а також вплив структури поїздопотоків та інтенсивності руху поїздів на життєвий цикл колії.

У 2007 році Укрзалізницею була запропонована схема розмежування вантажного та пасажирського руху для підвищення швидкості пасажирських поїздів. Ідея такого розмежування базується на тому, що на мережі залізниць можна виділити станції, між якими існує декілька паралельних маршрутів курсування поїздів. Переключення частки потоку вантажних поїздів на паралельний хід призводить до зміни умов експлуатації (час руху, маршрутна швидкість, коефіцієнт зняття і, як наслідок, змінюється пропускна й провізна спроможність). Змінюються витрати на ремонти колії, контактної мережі та іншу інфраструктуру, періодичність цих ремонтів. Можуть виникнути потреби в додаткових інвестиціях на підсилення паралельного ходу.

При переключенні поїздів на ті чи інші ділянки, змінюється інтенсивність руху вантажних і пасажирських поїздів та інші експлуатаційні параметри, що впливають на напружено-деформований стан колії. При вирішенні цієї задачі загальну дію рухомого складу, що впливає на надійність роботи колії, було представлено як сумарну роботу поздовжньої, поперечної і вертикальної сил.

За результатами проведених досліджень силові фактори, що виникають від проходження поїздів різних категорій були виражені через механічну роботу

сили тяги локомотива, роботу гальмівних сил, пропущений тоннаж і осьове навантаження.

Розроблені методика і програми MoveRW (моделювання руху поїзда по ділянці) і ZnosInfra (визначення впливу поїздів на колійну інфраструктуру) дозволяють оцінювати витрати, пов'язані із зносом інфраструктури, і визначати доцільність переключення поїздів на паралельні ходи.

У якості вихідної інформації задаються типи поїздів (вантажний, приміський, пасажирський, експрес) і відповідні їм маси, кількість поїздів за розрахунковий період, характеристика і стан залізничної колії (працездатний - наявність відхилень I...II ступеня, модуль пружності підрейкової основи 50 МПа, частково працездатний - відхилення III ступеня, модуль пружності підрейкової основи 30 МПа, стан, що наблизився до непрацездатного – відхилення IV ступеня, модуль пружності підрейкової основи 15 МПа) тощо.

Аналогічно виконуються розрахунки й на інших ділянках, що дає можливість дати попередню оцінку щодо витрат, пов'язаних з переключенням частки поїздів певної категорії на паралельні ходи.

В роботі надані пропозиції вирішення проблеми розподілу вантажних і пасажиропотоків на мережі залізниць за умови забезпечення пропускної спроможності, спільної роботи паралельних напрямків і раціональної роботи залізничної колії, тобто підвищується її надійність і працездатність.

УДК 625.1

ПІДВИЩЕННЯ ДОВГОВІЧНОСТІ РОБОТИ ЗАЛІЗНИЧНОЇ КОЛІЇ ЗА РАХУНОК МІНІМІЗАЦІЇ ЗНОСУ РЕЙОК В КРИВИХ

IMPROVEMENT DURABILITY OF RAILWAY TRACKS BY MINIMIZING WEAR RAILS IN CURVES

*д-р техн. наук М.Б. Курган, О.Ф. Лужицький, Н.П. Хмелевська
Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту
імені акад. В. Лазаряна (м. Дніпро)*

*M.B. Kurhan, Dr. Tech. Sc., O.F. Luzhyskyj, N.P. Khmelevska
Dnipropetrovsk National University Railway Transport named
after Acad. V. Lazaryan (Dnipro)*

Зниження інтенсивності зносу гребенів коліс рухомого складу і рейок є одним із актуальних завдань на залізничному транспорті. Аналіз наукових результатів, опублікованих різними авторами, показав, що ця проблема до кінця не вирішена. Причин, що призводять до зносу, багато, але системного підходу і досить обґрунтованої кількісної оцінки впливу різних чинників на інтенсивність зносу немає. Характер взаємодії в системі колесо-рейка визначається багатьма факторами, найважливішими з яких є динамічні, залежні від конструкції колії та рухомого складу та умов їх взаємодії, а також трибологічні – тиск в місці контакту, просковзування, стан поверхонь колеса і рейки.

Згрупувавши причини зносу гребенів коліс і рейок, були розглянуті основні фактори, що впливають на знос: конструкція верхньої будови колії, стан екіпажної частини рухомого складу, параметри устрою колії і режими руху поїздів.

Серед вказаних факторів докладно досліджувались ті, що включені в третю групу «Параметри устрою колії»: невідповідність величини підвищення зовнішньої рейки швидкостям руху в кривих; параметри кривих, що призводять до обмеження швидкості і виникненню негативних непогашених прискорень, які обумовлюють вписування екіпажу з великими кутами набігання коліс на зовнішню рейку.

Відмінною особливістю роботи рейок в кривих є нерівномірність зносу рейок зовнішньої і внутрішньої рейкових ниток. Якщо фактичне підвищення зовнішньої рейки більше розрахункового, то неминуче поздовжнє ковзання, обумовлене жорсткою насадкою коліс на осі, відбувається по зовнішній рейці, якщо менше – по внутрішній. Для підтвердження викладеного, були використані результати вимірювань зносу рейок ДНУЗТ на ділянках Львівської та Одеської залізниць. У всіх обстежених кривих спостерігався невеликий (до 2-3 мм) вертикальний знос обох рейок. Бічний знос внутрішнього рейки знаходився в діапазоні 2-3 мм (рідко до 5-6 мм). Бічний знос зовнішньої рейки в 3-4 рази перевищував знос по внутрішній рейці. Таке співвідношення спостерігалось в кривих різних радіусів при надмірному підвищенні зовнішньої рейки, який приводив до негативних поперечних прискорень і викликав перевантаження внутрішньої рейки вертикальними силами.

Встановлено, що зі збільшенням кривизни колії і непогашеного прискорення зростають бічні сили і інтенсивність зносу рейок також зростає. Домогтися істотного зниження бічного зносу за рахунок зменшення непогашеного прискорення неможливо. Так, наприклад, зменшуючи непогашене прискорення вдвічі, інтенсивність бічного зносу скорочується всього на 8-10%.

Як відомо, в Україні рекомендується визначати підвищення зовнішньої рейки по середньозваженій квадратичній швидкості. Такий підхід був прийнятий майже сто років тому, і він забезпечував однаковий середній силовий вплив на внутрішню і зовнішню рейки. Спрощене уявлення про зв'язок сил, що діють на рейки, і зносом тривалий час влаштовувало інженерів. У той же час відомо, що одна і та ж сила, що діє на зовнішню і внутрішню рейки, призводить до різних результатів по зносу. Це одна з причин того, що в нормативних документах деяких країн в останні роки виключено поняття середньозваженої швидкості.

У дослідженнях питань зносу гребенів коліс і рейок використовується поняття рівноважної швидкості екіпажів при русі по кривій, коли непогашене прискорення α_n дорівнює нулю. Однак характер вписування екіпажу в криву такий, що через наявність ковзання коліс по рейках навіть при $\alpha_n = 0$ з'являються поперечні горизонтальні сили, що діють на зовнішню рейку і викликають її знос.

Для оцінки особливостей впливу рухомого складу на зовнішню і внутрішню рейкові нитки була реалізована наступна методика. З наукових досліджень попередніх років були прийняті показники зносу, що залежать від непогашених прискорень. На основі тягових розрахунків або аналізу швидкостемірних стрі-

чок визначалися швидкості поїздів різних категорій, що обертаються на ділянці. Для кожного відрізка шляху в кривій розраховувалися непогашені прискорення всіх категорій поїздів та відповідний знос лівого і правого рейок. В результаті для певної комбінації підвищень визначався середній річний знос.

За наведеним алгоритмом підвищення зовнішньої рейки приймалося таким, щоб поїздами всіх категорій реалізовувалися найменші значення поперечних непогашених прискорень. Змінюючи комбінацію підвищень, визначали таку, яка забезпечувала мінімальний знос двох рейок при виконанні всіх нормативних вимог. Правильно встановлене підвищення зовнішньої рейки дозволяє знизити величину направляючих, бічних і рамних сил і тим самим підвищити міцність, стійкість і надійність роботи залізничної колії.

УДК 625

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ РАСЧЕТА НА ПРОЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ ПРИВОКЗАЛЬНЫХ ПЛОЩАДЕЙ

STRENGTH DESIGN IMPROVEMENT OF RAILWAY SQUARES PAVEMENT

д-р техн. наук, В.В. Мозговой, С.А. Баран, А.М. Куцман
Национальный транспортный университет (г. Киев)

V.V. Mozghovyi, Dr. Tech. Sc., A.M. Kutsman, S.A. Baran
National Transport University (Kyiv)

Наиболее распространенным материалом покрытия городских улиц и площадей, на сегодняшний день, является асфальтобетон. Однако, прочность и долговечность такого покрытия на привокзальных площадях значительно меньше, в сравнении с участками улиц и дорог, имеющими непрерывное движение. Проведенные нами исследования, показали, что увеличение длительности действия загрузки на асфальтобетонное покрытие вызывает более интенсивное его разрушение.

В соответствии с нормативной методикой расчёта асфальтобетонных покрытий согласно ВБН В.2.3-218-186 [1] расчётной длительностью действия нагрузки является значение 0,1 с, соответствующая средней скорости движения расчетных транспортных средств по дорогам общей сети. В то же время, на привокзальных площадях реальный режим движения транспорта существенно отличается от режима движения на дорогах общего пользования. Режим движения расчетных транспортных средства привокзальных площадях характеризуется более медленной скоростью, длительными остановками и стоянками, что вызывает увеличение длительности действия нагрузки, а также изменение свойств термо-реологически чувствительных материалов.

В связи с выше отмеченным предлагается следующее.

Расчёт асфальтобетонных покрытий привокзальных площадей целесообразно производить на комплексное многократное воздействие как кратковременных нагрузений ($t_n = 1,0$ с) так и статическим нагружением ($t_n = 600$ с).

Для такой комбинации бинарного нагружения воспользуемся фундаментальными положениями кинетической теории прочности твёрдых тел [2, 3-5] при рассмотрении вопроса долговечности асфальтобетонного покрытия.

В этом случае используя закон Майнера изменения относительной долговечности, выраженной через меру повреждаемости M от каждого цикла бинарного нагружения, может быть записано в следующем виде зависимости (1):

$$M = M_1(\sigma_1(t_n = 1,0 \text{ с}) + M_2(\sigma_2(t_n = 600 \text{ с})) < 1, \quad (1)$$

где
$$M_1 = \frac{n(t_n=1,0 \text{ с})}{\sum N_{p1}(t_n=1,0 \text{ с})}; M_2 = \frac{n(t_n=600 \text{ с})}{\sum N_{p2}(t_n=600 \text{ с})}. \quad (2)$$

При совместном влиянии бинарного цикла на усталостное разрушение асфальтобетонного покрытия при известных значениях $\sum N_p$ единиц нагружения и доли δ_2 в суммарном количестве нагружений $\sum N_p$ от транспортных средств, создающих длительность действия нагружения $t_n > 1,0$ с и определяемых на основании технико-экономических изысканий будут справедливы выражения (3):

$$N_1 + N_2 = \Sigma N; \quad N_1 = (1 - \delta_2) \cdot \Sigma N; \quad \delta_2 = \frac{N_2}{\Sigma N}. \quad (3)$$

Таким образом, выше приведённые выкладки свидетельствуют что, для соответствующих режимов нагрузок, можно установить предельное количество приложения нагрузок на асфальтобетонное покрытие нежесткой дорожной одежды для бинарного цикла нагрузки при $t_{n1}=1,0$ с и $t_{n2}=600$ с.

С помощью данной методики были выполнены расчеты конструкции дорожной одежды с асфальтобетонным покрытием.

Конструкция состоит из следующих слоев:

- асфальтобетон плотный на БНД марки 60/90, толщиной 40 мм;
- асфальтобетон пористый на БНД марки 60/90, толщиной 80 мм;
- асфальтобетон высокопористый на БНД марки 60/90, толщиной 220 мм;
- щебеночно-гравийно-песчаная смесь, обработанная цементом М20, толщиной 260 мм;
- грунт земляного полотна – супесь пылеватая.

Предварительный расчет конструкции на прочность, в соответствии [1] для расчётной длительности действия нагрузки 0,1 с показал, что выбранная конструкция удовлетворяет всем критериям прочности. Однако, при увеличении длительности действия нагрузки на дорожную одежду с 0,1 с до 1 с, в соответствии с предложенной методикой, результаты расчета показали – выбранная конструкция не удовлетворяет критерию прочности на растяжение при изгибе, что требует внесения соответствующих корректив. Вследствие внесения корректив оказалось, что для компенсации уменьшения коэффициента прочности, при увеличении длительности действия нагрузки на дорожную одежду с 0,1 с до 1 с, эффективными оказалась замена высокопористого асфальтобетона на

плотний, имеющий повышенную прочность и устойчивость к повторным нагрузкам. Аналогичные результаты получили при расчете конструкции на длительность действия нагрузки 600 с.

Следовательно, для обеспечения необходимой прочности и повышенной долговечности асфальтобетонных слоев для данной конструкции покрытия привокзальных площадей оказалась замена материала в слое, работающем на изгиб материалом, имеющим повышенную прочность и устойчивость к повторным нагрузкам.

[1] ВБН В.2.3-218-186-2004 Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу.

[2] Мозговой В.В. Научные основы обеспечения температурной трещиностойкости асфальтобетонных покрытий: дис. на соискание ученой степени д.т.н. Киев, 1996. 406 с.

[3] Ильюшин А.А. Об одной теории длительной прочности// Инженерный журнал МТТ, 1967. № 3.

[4] Ильюшин А.А., Победра Б.Е. Основы математической теории термовязкоупругости. М.: Наука, 1970. 280 с.

[5] Москвитин В.В. Сопротивление вязкоупругих материалов. М.: Наука, 1972. 327 с.

УДК 625

АНАЛІЗ ОСНОВНИХ ВИДІВ ПОРУШЕНЬ ТЕХНОЛОГІЇ ВЛАШТУВАННЯ АСФАЛЬТОБЕТОННИХ ШАРІВ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ І ВУЛИЦЬ НА ЇХ МІЦНІСТЬ І ДОВГОВІЧНІСТЬ

MAIN TYPES VIOLATION TECHNOLOGY OF CONSTRUCTION ASPHALT LAYERS ANALYS ON STRENGTH AND DURABILITY OF ROADS AND STREETS

*д-р техн. наук, В.В. Мозговий, С.А. Баран, В.М. Бондар
Національний транспортний університет, Київ*

*V.V. Mozghovyi, Dr. Tech. Sc., S. A. Baran, V.M. Bondar
National Transport University (Kyiv)*

Існуючі нормативні документи, що регламентують забезпечення якості влаштування асфальтобетонних шарів передбачають дотримання рецептури асфальтобетонних сумішей, температурних параметрів їх приготування, транспортування та укладання, а також якість підготовки основи, укладання та ущільнення асфальтобетонних сумішей [1-4].

В реальній практиці асфальтобетонних шарів існує ряд різноманітних факторів, що впливають на порушення вимог чинних нормативних документів, що є причиною утворення різноманітних дефектів в структурі асфальтобетону та зменшення міцності і довговічності асфальтобетонних шарів та конструкцій дорожнього одягу вулиць і доріг в цілому. Нище наводяться об'єктивні факти, що спостерігались під час наукового супроводу влаштування асфальтобетонних шарів різноманітних об'єктів.

Одним із найбільш поширених випадків в існуючій практиці є влаштування асфальтобетонних шарів під час реконструкції або капітального ремонту існуючого дорожнього одягу. В цих випадках поширеним видом порушень технології є фрезування зруйнованих і відшарованих асфальтобетонних шарів від асфальтобетонної основи на неповну їх товщину, залишаючи 1-3 см старого матеріалу (рис. 1). Це є джерелом роз'єднання шарів, що суттєво порушує прин-

ципи забезпечення їх роботи в єдиному пакеті та створює причини підвищених розтягуючих напружень, що в процесі експлуатації призводить до зменшення довговічності асфальтобетонних шарів.



Рис.1. Фрезування зруйнованих і відшарованих асфальтобетонних шарів на неповну їх товщину

До такого ж наслідку призводить також порушення технології очищення основи від бруду і пилу перед виконанням підґрунтовки. При не достатньо ретельному очищенні без застосування сучасної техніки і належної технології на поверхні основи можуть залишатися дисперсні частинки продуктів фрезування або пилу і бруду які виконують функції антиадгезиву після нанесення підґрунтовки, що спричиняє винесення колесами технологічного транспорту влаштованої підґрунтовки (рис. 2).

До поширеного порушення технологічної дисципліни при влаштуванні та укладанні асфальтобетонної суміші слід віднести неякісне підготування (очищення від сторонніх матеріалів та предметів та змащення) кузовів автосамоскидів (рис. 3). Зрозуміло що потрапляння в асфальтобетонну суміш не видалених з кузова залишків ґрунту, піску, щебеню або інших сторонніх матеріалів і предметів створює джерело спотвореної структури асфальтобетону з низькою довговічності і стає першою причиною утворення ямковості на асфальтобетонному покритті.

лишків ґрунту, піску, щебеню або інших сторонніх матеріалів і предметів створює джерело спотвореної структури асфальтобетону з низькою довговічності і стає першою причиною утворення ямковості на асфальтобетонному покритті.



Рис. 2. Порушення технології очищення основи від бруду і пилу перед виконанням підґрунтовки



Рис. 3. Неякісне очищення від сторонніх матеріалів та предметів кузовів автосамоскидів

Також причиною ямковості часто буває температурна сегрегація [5], що викликана переохолодження асфальтобетонної суміші в локальних місцях під час її транспортування, а також механічна сегрегація за рахунок розшарування асфальтобетонної суміші під час складування, транспортування та укладання в результаті чого з'являються скупчення щебених фракцій в окремих місцях без асфальтового в'язучого та розчинної частини (рис. 4).



Рис. 4. Механічна сегрегація

Вище наведені дані свідчать про необхідність суттєвого підвищення технологічної культури при виготовленні та укладанні асфальтобетонних сумішей. На нашу думку цьому повинно сприяти більш вимогливе і відповідальне відношення Замовників до якісно-кваліфікаційних характеристик підрядника як під час процедури торгів так і під час виконання робіт при здійсненні повноцінного належного технічного інспектування. Також підвищенню якості влаштування асфальтобетонних шарів сприятиме належне впровадження на всіх рівнях стандартів ISO 9000.2000 стосовно управління якістю в дорожньому будівництві.

[1] ДБН В.2.3-4:2015 Автомобільні дороги. Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво

[2] ДСТУ Б В.2.7-119:2011 Суміші асфальтобетонні і ас-

фальтобетон дорожній та аеродромний. Технічні умови

[3] СОУ 45.2-00018112-057:2010. Асфальтобетонні суміші та асфальтобетон на основі модифікованих полімерами бітумів

[4] ДСТУ Б В.2.7-127:2015 Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон щебенево-мастикові. Технічні умови

[5] Радовский Б.С. Сегрегация асфальтобетонных смесей и методы борьбы с ней в США // Дорожная техника. Каталог-справочник. – 2007. – С.26-40.

УДК 625.143:482.51

СТВОРЕННЯ БЕЗСТИКОВОЇ КОЛІЇ НА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛАХ ДЛЯ КРИВИХ ДІЛЯНОК РАДІУСОМ $350 \div 200$ М ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ СКРІПЛЕННЯ ТИПУ КПП-5

CREATION OF CONTINUOUS WELDED RAILS ON CONCRETE SLEEPERS FOR CURVED TRACK SECTIONS WITH RADIUS $350 \div 200$ M USING FASTENING TYPE KPP-5

*канд. техн. наук М.П. Настечик, канд. техн. наук Р.В. Маркуль
Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту ім. В. Лазаряна*

*N.P. Nastechik, PhD (Tech.), R.V. Markul, PhD (Tech.)
Dnipropetrovsk National University Railway Transport named after Acad. V. Lazaryan*

Як відомо, кліматичні умови України дозволяють в головних коліях застосовувати конструкцію безстикової колії температурно-напруженого типу. Слід заува-

жити, що з точки зору надійності найбільш передбачуваною, за умови неможливості поперечного викиду рейко-шпальної решітки в літній період є безстикова колія, яка укладається в кривих ділянках радіусом більше 350 м. Для кривих такого радіусу складено чіткі конструктивні норми, технологія з поточного утримання безстикової колії, яка в даний час надається в інструкціях Укрзалізниці.

Проблемою якою повинна бути зацікавлена Укрзалізниця, це значна протяжність ділянок колії із дерев'яними шпалами, яка теж прямо залежить від великого відсотка кривих радіусом 350÷200 м. Особливо на Львівській залізниці відсоток кривих із такими радіусами складає близько 53 %. Колія з дерев'яними шпалами це ланкова колія. В кривих ділянках така колія менш надійна, а ніж колія із залізобетонними шпалами. В колії з дерев'яними шпалами основною роботою є перешивка, яка зменшує термін служби дерев'яних шпал майже вдвічі. Від механічних пошкоджень дерев'яні шпали в кривих не встигають згнивати і вилучаються з колії приблизно через 5-7 років, а це у 5 раз менше строку служби залізобетонних шпал. Уже сьогодні дерев'яні шпали є дефіцитом і дуже дорогі по вартості, не говорячи уже і про безстикову колію на цих шпалах, при якій, по дослідженням ДНУЗТу, збільшуються затрати на поточне утримання у 25-30 %.

Шляхом до створення конструкції безстикової колії в кривих радіусом 350÷200 м є використання залізобетонних шпал, що на сьогоднішній день являється реальним, якщо використовувати скріплення типу СКД65-Б. По надійності та міцності воно не поступається скріпленню типу КБ65. Скріплення СКД65-Б може формувати геометрію колії в кривій ділянці, а саме плавно розширювати колію від 0 мм до 14 мм, і звужити від 0 мм до 28 мм. Це дозволяє регулювати ширину колії з точністю до 1 мм при зношенні рейок під час експлуатації. Але і це ще не являється основним фактором для впровадження конструкції безстикової колії в кривих з радіусом 350÷200 м, без одночасного вирішення проблеми її стійкості. Цього можна добитись за рахунок створення альтернативної конструкції підрейкової основи із збільшеним опором поперечному переміщенню в горизонтальній площині.

Створення нової підрейкової основи із збільшеним опором поперечному зміщенню рейко-шпальної решітки було виконано і ДНУЗТом. На основі лабораторних досліджень ДНУЗТом була створена конструкція анкеризованої шпали, яка може збільшувати опір поперечному зміщенню рейко-шпальної решітки у 4-5 раз. Перспективами використання такої конструкції анкеризованої шпали є:

- не змінюється існуюча форма бетонної частини шпали;
- практично не змінюється технологія: виготовлення шпали, складання рейко-шпальної решітки, укладки в колію, поточного утримання залізничної колії;
- доступність при використанні ручних засобів та механізмів, а також машин важкого типу.

Авторами було встановлено, що у випадку використання таких шпал в колії, стійкість збільшується так, що можна понизити температуру закріплення плітей безстикової колії на 10-15°C. А це в свою чергу продовжить термін служби рейки із одночасним зменшенням випадків появи дефектів, та вилучення гостродефектних рейок, як одного із найдорожчих елементів верхньої будови колії.

У гірських умовах Львівської залізниці, в кривих радіусом 200÷350 м характерна невелика вантажонапруженість, що практично не перевищує 30 млн.т.км.бр./км.рік. Це відкриває можливості щодо розширення полігона укладки проміжного рейкового скріплення типу КПП-5 і в криві ділянки колії малого радіуса Львівської залізниці. Реалізація цієї мети можлива за рахунок забезпечення надійної роботи вузла проміжного рейкового скріплення типу КПП-5 під час експлуатації, за рахунок розробки технології контролю роботи та утримання залізничної колії із цим рейковим скріпленням.

Тому на основі проведених досліджень та пропозицій, ДНУЗТом розроблені та обґрунтовані заходи, які в подальшому дозволять створити високоефективну конструкцію безстикової колії із залізобетонними шпалами, та скріпленням типу КПП-5 для кривих ділянок колії радіусом 350÷200 м, які знаходяться в гірських умовах експлуатації.

УДК 625.17

ДОСЛІДЖЕННЯ УМОВ РОЗПОРУ КОЛІЇ ЗІ СКРІПЛЕННЯМИ ТИПУ КБ ТА ЙОГО ВПЛИВУ НА ВИЗНАЧЕННЯ НЕБЕЗПЕЧНОЇ ШИРИНИ РЕЙ- КОВОЇ КОЛІЇ

INVESTIGATION INTO THE CONDITIONS CAUSING TERMINAL- BOLTED TRACK GAUGE WIDENING AND CONSIDERATION OF IT IN THE CRITICAL GAUGE CALCULATION

В.В. Новіков, канд. техн. наук О.О. Скорик

Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

V.V. Novikov, O.O. Skorik, PhD (Tech.)

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

На сучасному етапі досліджень панує уявлення, що для виникнення небезпечного розпору колії на залізобетонних шпалах потрібно, щоб величина критичного віджиму головки рейки в кривих ділянках з максимальною шириною колії для забезпечення встановлених швидкостей руху становила 35мм, але це ствердження не має під собою теоретичного або експериментального обґрунтування. В умовах впровадження нових ремонтних профілів коліс рухомого складу та з урахуванням останніх експериментальних та теоретичних досліджень авторів даної доповіді виникає необхідність визначити небезпечне значення максимальної ширини рейкової колії на залізобетонних шпалах та найбільше поширеному на залізницях України та країн СНД проміжному рейковому скріпленні типу КБ. Для досягнення цієї мети були досліджені умови виникнення додаткової розпираючої бічної сили через кочення фаскою обода колеса, або перехідним перетином опорної конічності до більш крутої, яка діє на обидві рейкові нитки та визначається як горизонтальна складова вертикального навантаження коліс з урахуванням коефіцієнта динаміки $K_d = 1,9$ (за рекомендаціями проф. Клинова С.Й, МІІТ). При цьому враховано усі відомі фактори впливу –

допуски та особливості нових ремонтних профілів коліс рухомого складу. Усі розрахунки було диференційовано по двом діапазнам вантажонапруженості ділянок колії: для вантажонапруженості до 40МТ – перший діапазон, та більше 40МТ – другий діапазон. Також враховано результати попередніх досліджень, в яких розглянуто зміни стану натягу болтів скріплення типу КБ в експлуатації з дотриманням вимог, які призначені забезпечити мінімальні допустимі зусилля притиснення клемних та закладних болтів.

УДК 625.151

ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ І РОЗРАХУНКІВ СИМЕТРИЧНИХ СТІЛОЧНИХ ПЕРЕВОДІВ ДЛЯ МАГІСТРАЛЬНОГО І ПРОМИСЛОВОГО ТРАНСПОРТУ

FEATURES OF PLANNING AND CALCULATIONS OF SYMMETRIC SWITCH FOR MAIN AND INDUSTRIAL TRANSPORT

О.А. Олійник

Державний економіко-технологічний університет транспорту (м. Київ)

O. Oliiunyk

State Economic-Technological University of Transport (Kyiv)

Симетричні стрілочні переводи застосовуються або з прямолінійними, або з криволінійними вістряками. Прямолінійні вістряки застосовуються лише в переводах крутих марок (1/6 і крутіше) при малих швидкостях руху, як правило на коліях промислового транспорту або на другорядних станційних коліях магістрального транспорту. На коліях магістрального транспорту в основному застосовуються симетричні стрілочні переводи з криволінійними вістряками.

Розрахунок основних геометричних параметрів симетричного стрілочного переводу з прямолінійними і криволінійними вістряками.

Усі геометричні параметри для симетричного стрілочного переводу (також як і для звичайного) визначаються із складання і вирішення рівнянь проекцій розрахункових контурів переводу на вертикальну і горизонтальну осі.

Рівняння проекцій розрахункових контурів у симетричному стрілочному переводі із прямолінійними вістряками (рис. 1) мають такий вигляд:

$$\text{на вертикальну вісь: } \frac{S_0}{2} = (l_0 + k) \sin \beta + R(\cos \beta - \cos \alpha / 2) + d \cdot \sin \alpha / 2 \quad (1)$$

$$\text{на горизонтальну вісь: } L_T = (l_0 + k) \cos \beta + R(\sin \alpha / 2 - \sin \beta) + d \cdot \cos \alpha / 2 \quad (2)$$

$$\text{додаткове рівняння: } L_{II} = m_1 + L_T + p \cdot \cos \alpha / 2 \quad (3)$$

При проектуванні симетричних стрілочних переводів вихідні дані, як правило, задаються двома способами:

1 – задана марка 1/N (і відповідно кут α ($\operatorname{tg} \alpha = 1/N$)), крім того задана довжина вістряка l_0 ;

2 – крім марки 1/N і довжини вістряка l_0 , задана довжина стрілочного переходу L_T .

Довжина вістряка l_0 призначається при проектуванні, виходячи зі стандартних апробованих експлуатаційною практикою аналогічних конструкцій стрілки і вістряків.

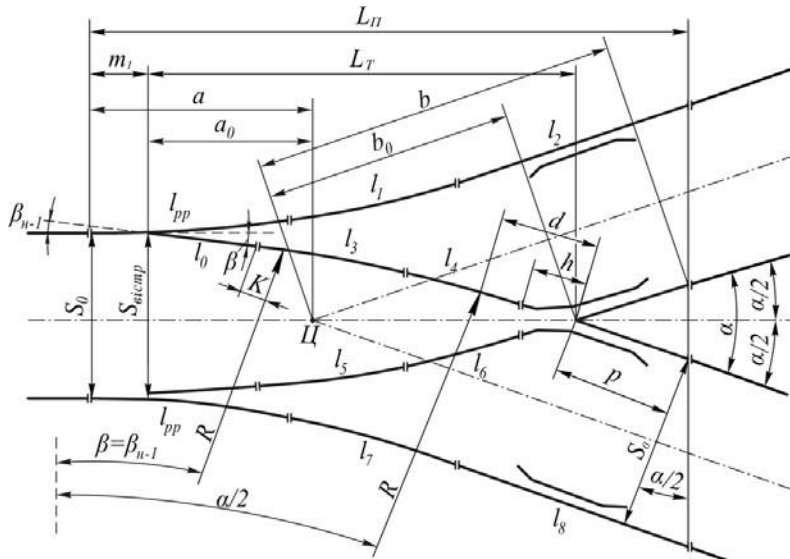


Рис. 1

Довжина передньої і задньої частин хрестовини $h=h_{np}$ і $p=p_{np}$ визначаються розрахунками при заданому куті α , точно так само, як при розрахунках звичайних стрілочних переходів. Величина радіуса кривої R , і довжина прямої вставки перед хрестовиною d визначаються відповідними розрахунками.

Для 1-го випадку вихідних даних радіус перевідної кривої визначається з 1-го рівняння проєкцій розрахункового контуру при $K=0$:

$$R = \frac{S_0 - d \cdot \sin \frac{\alpha}{2} - l \cdot \sin \beta}{\cos \beta - \cos \frac{\alpha}{2}} \quad (4)$$

Для 2-го випадку вихідних даних радіус перевідної кривої визначається з 2-го рівняння проєкцій розрахункового контуру:

$$R = \frac{\frac{L}{T} - d \cdot \cos \frac{\alpha}{2} - l \cdot \cos \beta}{\sin \frac{\alpha}{2} - \sin \beta} \quad (5)$$

Радіус кривої перевіряється за умовою допустимих відцентрових прискорень при русі в кривій.

$$\gamma_0^{розр} = \frac{V_{бок}^2}{R} \leq [\gamma_0] \quad (6)$$

де $V_{бок}$ - в м/с; R - м; $\gamma_0^{розр}$ - м/с²; $[\gamma_0]$ - допустиме значення γ_0 - приймається по верхній межі, тобто $\gamma_0=0,8$ м/с².

Якщо умова не виконується, тобто отримано $\gamma_0^{розр} \geq [\gamma_0]$, то потрібно приймати рішення: 1) або при тому ж розрахунковому значенні радіуса $R_{розр-1} = R$ зменшувати задану швидкість $V_{бок}$ на боковий напрям; 2) або залишати задану швидкість $V_{бок}$, і тоді потрібно збільшувати величину розрахункового радіуса $R_{розр-2} > R$.

Після перевірки відповідності значення розрахункового радіусу умовам обмеження величини непогашених відцентрових прискорень довжину прямої вставки перед хрестовиною потрібно уточнити за формулою:

$$d = \frac{\frac{S_0}{2} - R(\cos\beta - \cos\frac{\alpha}{2}) - l_0 \cdot \sin\beta}{\sin\frac{\alpha}{2}} \quad (7)$$

УДК 625.142:625.098

ВКЛАДИШІ ПРИРЕЙКОВІ ДЛЯ УЛАШТУВАННЯ МОНОЛІТНОЇ І ЗБИРНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ВЕРХНЬОЇ БУДОВИ ТРАМВАЙНОЇ КОЛІЇ

INNERS FOR THE MONOLITHIC AND PRECAST REINFORCED CONCRETE UPPER STRUCTURE TRACK OF THE TRAMWAY

О.В. Палант, О.М. Савченко, д-р техн. наук Д.А. Плуґін
Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

O.V. Palant, A.M. Savchenko, D.A. Plugin, Dr. Tech. Sc.
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Прирейкові вкладиші використовують при будівництва та реконструкції рейкових доріг для улаштування безбаластної конструкції верхньої будови трамвайних колій. Як для конструкції трамвайних колій на самостійному чи відокремленому полотні, так і для конструкції переїздів в місцях перетину трамвайної колії з проїзною частиною автомобільної дороги.

Запропоновані вкладиші застосовують з метою зниження витрати полімерної складової при використанні системи ізольованих рейок (ERS) без зниження їх показників шумо-, вібро- і електроізоляції. Вкладиші виготовляють з важкого бетону класу за міцністю на стиск не нижче С 16/20 та водопоглиненням за масою не більш 12%.

Вкладиші встановлюють з обох боків шийки рейки, конструкція їх є універсальною, що дає можливість їх застосовувати як на прямих і криволінійних ділянках трамвайних колій, так і для жолобчатих трамвайних рейок різних виробників.

УДК 625.032.432: 625.151

АНАЛІЗ ВПЛИВУ ЛОКАЛЬНИХ ТА РЕГУЛЯРНИХ ГЕОМЕТРИЧНИХ НЕРІВНОСТЕЙ КОЛІЇ НА УМОВИ ВЗАЄМОДІЇ З РУХОМИМ СКЛАДОМ В МЕЖАХ СТІЛОЧНОГО З'ЇЗДУ

THE INFLUENCE ANALYSIS OF LOCAL AND MACRO-IRREGULARITIES ON RAILWAY VEHICLE/TRACK INTERACTION WITHIN CROSSOVERS

канд. техн. наук О.М. Патласов, С.О. Токареєв
Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені В. Лазаряна

O.M. Patlasov, PhD (Tech.), S.O. Tokariiev
Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan

Існуючі на сьогоднішній момент нормативи оцінки положення стрілочних з'їздів базуються на приведені вимірних ординат до різниці стріл вигину як

для криволінійної ділянки колії. Але стає зрозумілим, що умови взаємодії екіпажу та колії значно відрізняються між собою у вказаних ділянках. Це обумовлено, насамперед, різкою зміною кривизни колії на досить короткій відстані (в межах з'їзду). Наприклад, для скороченого з'їзду між паралельними коліями з прямою вставкою, утвореного стрілочними переходами проектів М1740 при міжколійі 5,5 м графік зміни кривизни може мати вигляд, зображений на рис. 1.

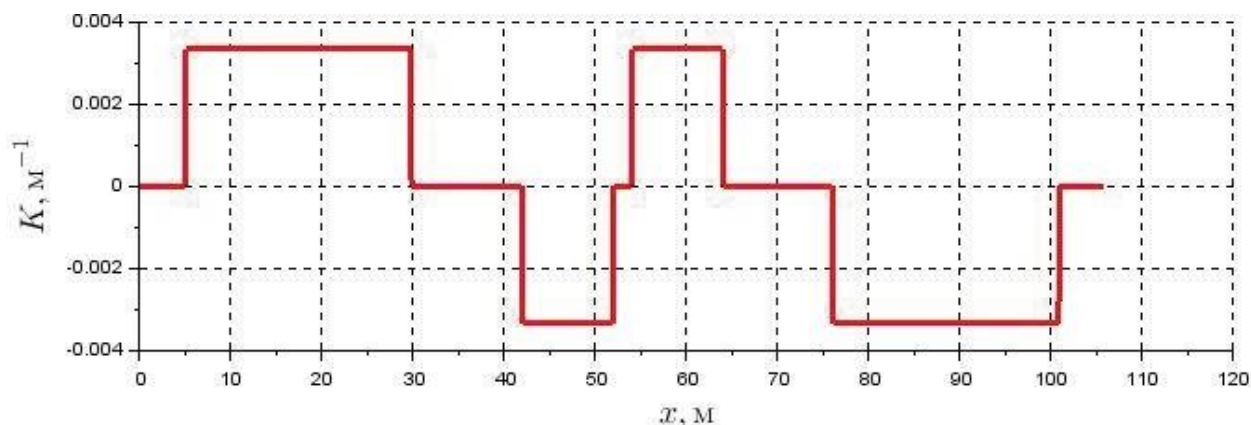


Рис. 1. Зміна кривизни в межах стрілочного з'їзду

До того ж, суттєвий вплив на умови взаємодії вносить жорсткість підрейкової основи, яка також змінюється і навіть неоднакова для кожної рейкової нитки, що підтверджується багаторічними експериментальними дослідженнями Колієвипробувальної ГНДЛ ДНУЗТу. Тому з урахуванням вказаних особливостей і ряду інших була розроблена просторова математична модель екіпажу з нелінійними зв'язками, що рухається по пружньо-дисипативній колії.

Для подальшого удосконалення існуючих нормативів утримання стрілочних з'їздів необхідно провести теоретичні дослідження щодо встановлення відповідності між допустимими величинами динамічних сил, які виникають в процесі взаємодії колії та рухомого складу, і параметрами геометричних нерівностей, що призводять до появи вимушених коливань і додаткових навантажень.

Для аналізу впливу різних окремих параметрів, вид нерівностей обирався з урахуванням впливу одного або декількох параметрів:

- постійна довжина нерівності при варіюванні її амплітуди;
- постійна амплітуда нерівності при варіюванні її довжини;
- одночасна зміна довжини і амплітуди нерівності.

В якості локальної використовується синусоїдальна нерівність. Максимальна та мінімальна амплітуда та довжина нерівності приймалась відповідно до ЦП/0267 та ЦП/0269.

Слід також зауважити, що під час досліджень до уваги приймалися не лише нерівності у плані, а й у профілі.

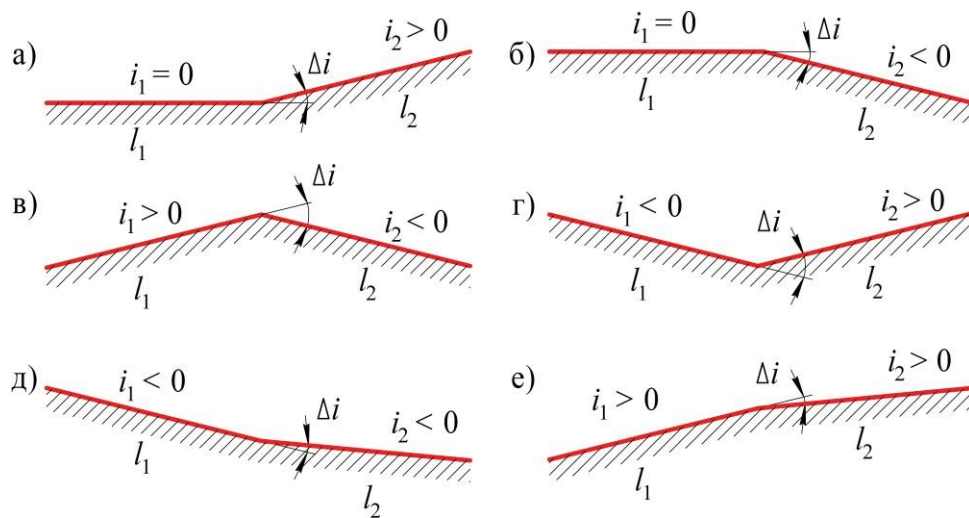


Рис. 2. Прямолінійна нерівність у вигляді ухилів:

а) сполучення нульової площадки і підйому; б) сполучення нульової площадки і спуску; в), г), д), е) сполучення ухилів різної величини

Нерівності в профілі (регулярні) моделювались у вигляді прямолінійних ділянок з різними ухилами (рис. 2). Такий вид нерівності дозволяє проаналізувати вплив знаку ухилу (підйом чи спуск), а також різницю ухилів нерівності на рівень додаткових динамічних сил.

В результаті моделювання були отримані залежності вертикальної і бокової динамічної сили, що діють на колію в межах з'їзду в залежності від взаємного розташування вертикальних і горизонтальних нерівностей.

УДК 624.195:625.1

ДОСЛІДЖЕННЯ ПОКАЗНИКІВ ВІБРО- ТА ШУМОІЗОЛЯЦІЇ ПІДРЕЙКОВИХ ОСНОВ З ІЗОЛЬОВАНИМИ БЛОКАМИ ТИПУ EBS У ТУНЕЛЯХ МЕТРОПОЛІТЕНІВ

INVESTIGATION OF VIBRATION AND NOISE INSULATION PARAMETERS OF RAIL BASES FROM ISOLATED BLOCKS EBS TYPE OF SUBWAY TUNNELS

В. Перестюк, В. Чистяк, Т. Шуба
 АТ «Tines Capital Group» (м. Краків, Польща)

V. Perestiuk, V. Chystiak, T. Shuba
 JSK «Tines Capital Group» (Krakow, Poland)

З метою визначення показників вібро- та шумоізоляції підрейкових основ з ізольованими блоками типу EBSу порівнянні з традиційними конструкціями підрейкових основ проведено віброакустичні дослідження на дослідній ділянці Київського метрополітену на перегоні ст. Васильківська - ст. Голосіївська Куренівсько-Красноармійської лінії, ПК 55-56, права (перша) колія. Дослідження прове-

дено у періоди доби з піковими навантаженнями та максимальною кількістю потягів –в ранці, з 8 до 9 год (найбільші навантаження), та у вечорі, з 18 до 19 год.

Для натурних віброакустичних вимірювань ще під час будівництва на лотках та оправі тунелю були встановлені спеціальні закладні деталі у вигляді металевих площадок. Вібродатчики встановлювали: для вимірювання горизонтальних коливань -в тунельній оправі на рівні горизонтального діаметру;для вимірювання вертикальних коливань –у лотку та в основі рейки Вимірювання здійснювали в вузькосмуговому діапазоні частот за допомогою комплексу обладнання Брюль і Кьєр™ у складі: портативного модульного аналізатора акустичних та вібраційних сигналів в реальному масштабі часу 2260H-002; віброперетворювача 752A12 (вібрдатчика); портативного віброкалібратора 4294. Віброграми записували під час проходження потягів безпосередньо повз датчиків, записи здійснено для 20 потягів.

В результаті аналізу віброграм отримані (приладом автоматично) середньоквадратичні значення віброшвидкості, м/с, а також рівня вібрації, дБ, в основі рейки, у лотку, в оправі. У зв'язку з тим, що виміряні величини залежать від умов проведення вимірювань(локальних особливостей конструкції тунелю і колії, типу і стану ґрунтів, швидкості руху, технічного стану і завантаженості рухомого складу тощо) ефективність віброзахисту оцінювали зниженням рівня вібрації, що передається з рейки на лоток і з рейки на оправу тунелю, у дБ.

В результаті досліджень встановлено, що найбільш інтенсивні вібрації характеризуються частотами 32 і 63 Гц і виникають в місцях контакту рейки з колесами електропоїзда.

Для конструкції колії з ізольованими блоками типу EBS зниження рівня вібрації при її передаванні з рейки на лоток склало 24-61 дБ, з рейки на оправу тунелю - 32-66 дБ, що декілька більше, ніж для традиційних конструкцій колії на дерев'яних шпалах і значно більше, ніж для конструкцій на залізобетонних шпалах.

Таким чином, конструкція колії метрополітену з ізольованими блоками типу EBS забезпечує ефективне зниження вібрації, обумовленої проходження потягів.

УДК 711.553

АЛГОРИТМ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗНИЧНОГО ВОКЗАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ ЯК ПОТЕНЦІЙНОГО ТРАНСПОРТНО-СУСПІЛЬНОГО ВУЗЛА

ALGORITHM FOR RESEARCHING THE RAILWAY STATION COMPLEX AS A POTENTIAL TRANSPORT-PUBLIC HUB

канд. техн. наук І.В Подтележнікова

Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

I.V. Podtelezhnikova, PhD (Tech.)

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Модернізація залізничного вокзального комплексу (ЗВК) в транспортно-суспільний вузол з метою підвищення ефективності функціонування, комер-

ційного та інвестиційного містобудівного потенціалу, досягнення максимальної економічної ефективності використання прилеглих територій і будівельних об'єктів, що входять до їх складу, є актуальним завданням в Україні.

Можна розглядати ЗВК з різних точок зору, але без залучення інвестицій будь-яка реконструкція або модернізація не може бути реалізована. Додаткові інвестиції можна залучити, організувавши умови для функціонування закладів громадського обслуговування на території ЗВК.

Метою даної роботи є розробка алгоритму дослідження ЗВК, як перспективного транспортно-суспільного вузла на прикладі комплексу Харків-Пасажирський (Південний вокзал).

Розроблений алгоритм може бути використано для будь-якого містобудівного об'єкту, в тому числі для ЗВК з метою виявлення необхідних суспільних функцій актуальних для даного містобудівного середовища.

УДК 625.143:625.42

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПАРАМЕТРІВ ШОРСТКОСТІ БОКОВОЇ РОБОЧОЇ ПОВЕРХНІ ГОЛОВКИ РЕЙКИ НА ХАРАКТЕРИСТИКИ ТЕРТЯ ТА ІНТЕНСИВНІСТЬ ЗНОШУВАННЯ

INVESTIGATION OF THE INFLUENCE OF THE ROUGHNESS PARAMETERS OF THE LATERAL WORKING SURFACE OF THE RAIL HEAD ON FRICTION CHARACTERISTICS AND WEAR RATE

*канд. техн. наук О.О. Скорик, Є.М. Коростельов,
канд. техн. наук О.О. Овчинніков*

Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

*O.O. Skoryk, PhD (Tech.), Ye.M. Korostelov,
O.O. Ovchynnikov, PhD (Tech.)*

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

З метою дослідження впливу параметрів шорсткості бокової робочої поверхні головки рейки на характеристики тертя та інтенсивність зношування в контакті «колесо-рейка» кривих ділянок колії метрополітену були проведені експериментальні дослідження модельних зразків на лабораторному стенді.

Для проведення експериментальних досліджень щодо визначення раціональних параметрів мікрогеометрії контактуючих поверхонь в контакті «колесо-рейка» кривих ділянок колії метрополітену, з метою забезпечення мінімальної інтенсивності зносу, було визначено схему прикладання навантаження на рейку та його величину.

Дослідження виконувались за розробленою програмою, яка передбачала реалізацію двох 2-х факторних експериментів. Програма проведення експерименту передбачала прикладення вертикального заданого зусилля P до ролика, яке було розраховане таким чином, щоб враховуючи різницю розмірів модельних зразків колеса та рейки і натуральних елементів контакту «колесо-рейка».

Незалежними факторами, при проведенні досліджень, були обрані: шорсткість поверхні головки рейки R_a та величина контактної тиску P . Відповідно до раніше проведених теоретичних досліджень та досліджень в галузі трібології для проведення стендових досліджень пропонується встановити наступний діапазон зміни параметрів шорсткості поверхонь $R_a = 4-0^*$ мкм. (* значення шорсткості $R_a = 0,008$ мкм, що відповідає 14-му класу шорсткості за стандартами FEPA). Відповідно до цих значень було обрано шліфувальний папір P150, P220, P320, P500. Значення шорсткості $R_a = 0^*$ отримано шляхом полірування контактних поверхонь.

Згідно отриманих результатів лабораторних досліджень, встановлено, що в обраних діапазонах шорсткості нерівностей для коефіцієнту тертя та інтенсивності зношування існують області мінімуму, які знаходяться на рівні $R_a = 2$ мкм, що відповідає шостому класу шорсткості. Тобто, при розробці рекомендацій щодо параметрів попереджувального рейкошліфування слід орієнтуватись на отримані значення.

УДК 625.143

РОБОТА ТОВ «КОРПОРАЦІЇ КРТ» ПО УДОСКОНАЛЕННЮ СКРІПЛЕННЯ КПП-5

WORK OF CORPORATION KRT ON IMPROVEMENT FASTENING KPP-5

*головний інженер В.М. Сулов
НВП «Корпорація КРТ» (м. Львів)*

*V.M. Suslov, Chief Engineer
Corporation KRT (L'viv)*

В кінці 1990 – х років на залізницях України почалось широке впровадження пружного скріплення типу СБ-3 польської конструкції, в той же час з'явилась вітчизняна модифікація цього скріплення типу КПП-1, яка є аналогом скріплення СБ-3.

«Корпорація КРТ» є виробником широкого асортименту деталей верхньої будови колії, але основне місце у виробництві і поставках займають вузли безпідкладних пружних скріплень типу КПП-5 та КПП-5.К з анкерами закладними АЗ-2 та АЗ-2.К.

Було виконано аналіз роботи скріплення СБ-3 та КПП-1 на поліетиленових гладких прокладках товщиною 6 мм і було зроблено висновки, що даний вид прокладок не задовольняє вітчизняним умовам експлуатації. Експериментальні дані були отримані на Львівській, Одеській і Південно – Західній залізницях і вони підтвердили усі зроблені теоретичні розрахунки, а також виявили ще інші: тріщини і руйнування в підрейковій зоні практично всіх залізобетонних шпал, які розташовані в стиках, порушення стабільності положення рейкошпальної решітки в плані і за рівнем, недостатній опір повздовжнім переміщенням при вантажонапруженості більше 20-25 млн.т км бруто/км на рік.

У 2002 – 2003 рр. було розроблене вітчизняне пружне скріплення типу КПП-5, яке враховує усі наведені недоліки своїх аналогів та задовольняє експлуатаційним умови Українських залізниць.

Разом з тим «Корпорація КРТ» спільно з конструкторським бюро головного управління колійного господарства Укрзалізниці займається виготовленням нових елементів для верхньої будови колії таких як: втулок ізолюючих з термопластів для скріплень КБ та підрейкових прокладок, нашпальних прокладок для стрілочних переводів і інше.

В роботі широко розглядається застосування скріплення КПП-5 та КПП-5.К для різних умов експлуатації (враховуючі прямі і криві ділянки колії) і напрямків руху.

За період часу, який розглядається в даній роботі, скріплення КПП-5 проявило себе надійним, малоелементним та малозатратним в підтвердження чого було зроблено економічний аналіз порівняння застосування скріплення КБ і КПП-5.

Потужна лабораторно-випробувальна база, використання високотехнологічного обладнання дає можливість виконувати дослідження роботи скріплення під дією навантаження, а також повздовжніх сил і крутячого моменту.

Однією з якостей, що відрізняють скріплення КПП-5 є застосування нової конструкції пружної клеми КП-5.2, яка працює під навантаженням на одночасну деформацію і вигин і скручування, що забезпечує кращі пружні властивості клеми.

Згідно виконаних випробувань, можливо стверджувати, що скріплення типу КПП-5 забезпечує достатню і надійну роботу у відношення повздовжньої стійкості рейкових ниток при впливі сил угону і температурних сил.

Результати випробувань елементів скріплень дали можливість виявити найбільш слабкі елементи скріплення, проаналізувати причини виходу з ладу тих чи інших елементів скріплень, перевірити працездатність дослідних та контрольних прокладок виготовлених з різних матеріалів після циклічного навантаження, еквівалентного пропуску 1000млн.т. вантажу та досліджено повздовжнє зусилля що призводить до зсуву рейки (з використанням трьох типів прокладок, виготовлених з різних матеріалів) і дали можливість вдосконалити їх.

УДК 625.143.5

ВПЛИВ КОНСТРУКТИВНОГО ОФОРМЛЕННЯ ВУЗЛА РЕЙКОВОГО СКРІПЛЕННЯ НА ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПОЗДОВЖНЬОЇ СТІЙКОСТІ БЕЗСТИКОВОЇ КОЛІЇ

INFLUENCE CONSTRUCTIONAL APPEARANCE ASSEMBLY OF RAIL FASTENING LONGITUDINAL STABILITY OF LONG-WELDED RAILS

*канд. техн. наук В.М. Твердомед, С.Л. Карпінський, О.О. Сорока
Державний економіко-технологічний університет транспорту (м. Київ)*

*V.M. Tverdomed, PhD. (Tech), S.L. Karpinskyi, O.O. Soroka
State Economic-Technological University of Transport (Kyiv)*

Застосування температурно-напруженої конструкції безстикової колії призводить до утворення великих поздовжніх температурних сил при зміні температури

рейок відносно температури закріплення, які мають основний вплив на поздовжню стійкість колії. Умова забезпечення поздовжньої стійкості особливо важлива на безстиковій конструкції колії. Тому для даної конструкції колії висуваються більш суворі вимоги стосовно конструктивного оформлення вузла рейкового скріплення.

При проектуванні та виборі умов застосування проміжних рейкових скріплень на залізницях в першу чергу необхідно знати величини діючих сил уgonу при заданих умовах експлуатації. Залежно від того, наскільки точно можуть бути визначені сили уgonу в рейкових плітях безстикової колії та поздовжній опір переміщенню рейки, залежить точність визначення їх стійкості, тобто точність визначення параметрів, що забезпечують безпеку руху поїздів.

Поздовжня стійкість рейкової колії буде забезпечуватися в тому випадку, якщо сумарні поздовжні сили уgonу рейки (поздовжня сила від пружного вигину рейки p_{32}^{np} , розподілена гальмівна сила $p_{гальм}^{cp}$, розподілена температурна сила p_t^{poz}) не будуть перевищувати сили опору поздовжньому переміщенню, яка забезпечується рейковими скріпленнями

Для аналізу забезпечення поздовжньої стійкості безстикової колії з різними конструкціями рейкових скріплень у поздовжній площині були проведені теоретичні розрахунки поздовжніх сил уgonу від експлуатаційних умов, режимів ведення поїзда та конструкції верхньої будови колії

На основі проведених розрахунків можна встановити процентне співвідношення сил уgonу, які формують величину сумарної поздовжньої сили уgonу при русі вантажного поїзда вагою 4500 т із швидкістю 90 км/год (рис. 1).

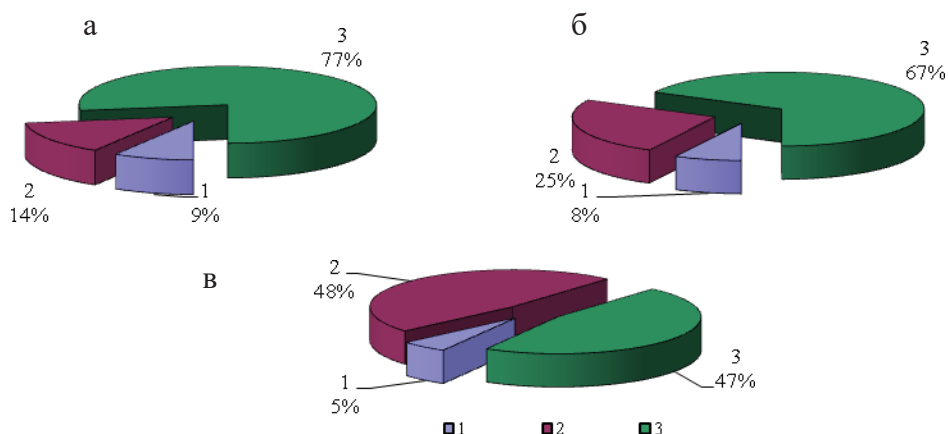


Рис. 1. Співвідношення формуючих сумарну поздовжню силу уgonу при конструкції колії з рейковими скріпленнями КПП-5 та епюрою укладання шпал 1840 шт/км: а – при службовому гальмуванні; б – при екстреному гальмуванні; в – при рекуперативному гальмуванні; 1 – сила від пружного вигину рейки; 2 – гальмівна сила; 3 – температурна сила.

Поздовжня сила уgonу від пружного вигину рейки має не значний вплив на формування величини сумарної поздовжньої сили та в процентному співвідношенні знаходиться в межах 5% – 9%.

Поздовжні гальмівні сили в більшій мірі впливають на формування величини сумарної поздовжньої сили угону та залежать від маси рухомого екіпажу і швидкості руху. Процентне співвідношення гальмівної сили від сумарної поздовжньої сили угону залежить від режиму ведення поїзда та досягає найбільшого співвідношення – 48 %, при рекуперативному гальмуванні. При русі вантажного поїзда із швидкостями 110 км/год, 90 км/год та масою 4500 т на спуск з крутим ухилом при застосуванні рекуперативного гальмування втрачається поздовжня стійкість рейкової колії при різній конструкції колії з епюрами укладання шпал 1840 шт/км, 1680 шт/км.

Найбільший вплив на формування величини сумарної поздовжньої сили угону впливає поздовжня температурна сила, яка являється функцією від величини інтервалу зміни температури пліти відносно температури закріплення та поздовжньої жорсткості вузла рейкового скріплення $P_t = f(\Delta t, C_{\text{вз}})$.

В процесі експлуатації елементи проміжного рейкового скріплення піддаються постійному динамічному навантаженні в процесі чого виникають залишкові деформації. Для встановлення забезпечення поздовжньої стійкості рейкових плітей безстикової колії в процесі експлуатації необхідно розробити методику та провести експериментальні дослідження безпосередньо на діючих ділянках залізничної колії при різних умовах експлуатації. На кафедрі ЗККГ була розроблена методика та розпочаті експериментальні дослідження роботи рейкових скріплень безпосередньо в колії.

УДК 625.143.482:536.5

УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ КОНТРОЛЮ ТЕМПЕРАТУРИ РЕЙОК ТА РЕЙКОВИХ ПЛІТЕЙ БЕЗСТИКОВОЇ КОЛІЇ

IMPROVEMENT OF CHECKOUT METHODOLOGY OF LONG-WELDED RAILS TEMPERATURE

*Начальник Харківської дистанції колії В.В. Тертичний¹,
д-р техн. наук Г.Л. Ватуля², канд. техн. наук О.І. Белорусов²*

¹Регіональна філія «Південна залізниця» ПАТ Укрзалізниця (м. Харків),
²Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

*Head of Kharkiv Distance Track V.V. Tertychnyi¹,
G.L. Vatulia², Dr. Tech. Sc., A.I. Belorusov², PhD (Tech.)*

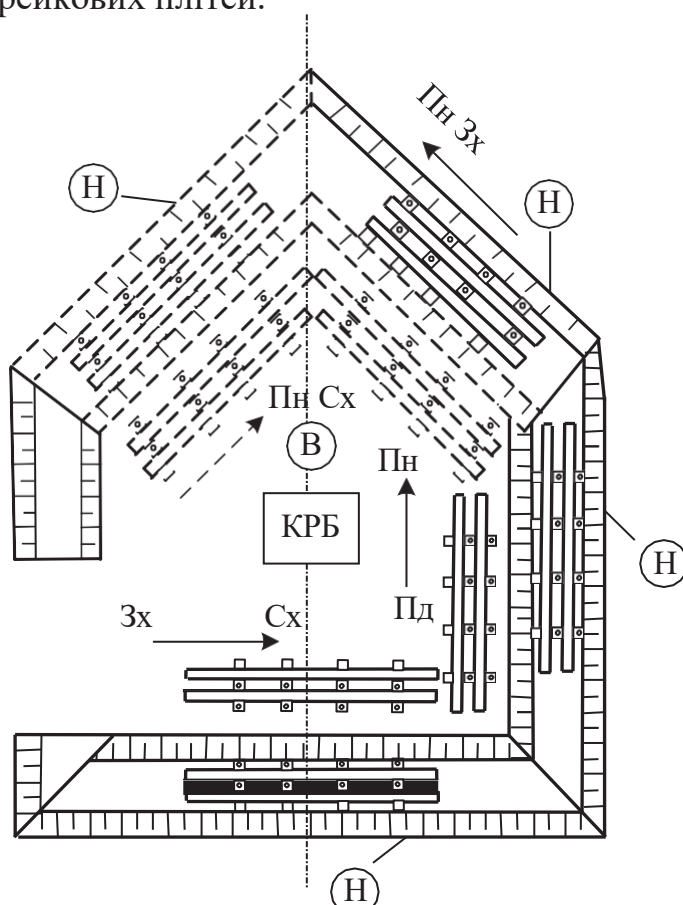
¹The regional branch of "Southern Railway" Ukrzaliznytsia (Kharkiv)

²Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

На сучасному етапі розвитку технології поточного утримання безстикової колії існуюча методика контролю температури рейок та рейкових плітей дозволяє визначати температуру рейок за допомогою рейкових термометрів в окремій точці перерізу рейки. Однак така температура, не відповідає середньо-об'ємному значенню температури рейки, яка була визначена при випробуванні на стійкість безстикової колії на стенді ВНДІЗТ при нагріванні рейкових плітей електричним

струмом. Додатково до цього не враховується ряд суттєвих факторів, а саме: просторове широтно-меридіональне розташування рейок; профіль земляного полотна, на якому експлуатуються рейкові пліти, що з урахуванням часу світлового дня та періоду року призводить до суттєвих помилок у визначенні дійсної температури рейкової пліти (від 6°C до 12°C). Це створює певний, не врахований температурно-напружений стан рейкових плітей, який може бути небезпечним для колії якщо його визначено помилково. Про таке свідчать численні результати досліджень, які виконано як вітчизняними, так і іноземними вченими.

Для усунення зазначених похибок при визначенні температури рейок та рейкових плітей запропоновано нову методику термометричних досліджень рейок на спеціальному дослідному стенді (рис.1.), що максимально відтворює можливі природно-кліматичні умови експлуатації рейкових плітей, профіль земляного полотна (насип чи виїмка), а також наявне просторове широтно-меридіональне розташування рейкових плітей.



- (Н) насип; (В) - виїмка; КРБ - контрольно-реєструючий блок

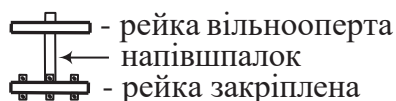


Рис. 1. Схема улаштування дослідного стенду для проведення термометричних досліджень

В межах стенду передбачено закріплення дослідних рейок за допомогою рейкових скріплень, на напівшпалах, у баластному шарі, з розмірами, відповідно до діючих нормативних документів, на земляному полотні для максимально-достовірного

відтворення процесів теплового обміну між повітрям, поверхнею баластного шару, та рейковими скріпленнями. У якості скріплень передбачено на першому етапі застосування проміжного скріплення типу КБ-65, як найбільш поширеного на полігоні безстикової колії, а на подальших етапах скріплення типу КПП-5.

Запропонована методика термометричних досліджень призначена для визначення, у конкретних умовах розташування рейкових плітей, таких перерізів рейки, де в даний час необхідно вимірювати середньо-об'ємну температуру рейкової пліті. Такі вимірювання необхідно виконувати, із застосуванням рейкових термометрів, як при поточному утриманні колії, так і при улаштуванні рейкових плітей з закріпленням на постійний режим експлуатації.

УДК 625.11

ЗБІЛЬШЕННЯ ШВИДКОСТІ РУХУ ПОЇЗДІВ НА ЗАЛІЗНИЦЯХ УКРАЇНИ

INCREASE THE TRAINS SPEED ON THE RAYLWAYS OF UKRAINE

канд. техн. наук А.О. Шевченко

Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

A.O. Shevchenko, PhD (Tech.)

Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Збільшення швидкості поїздів у всьому світі в останній час є одним з головних напрямків розвитку залізничного транспорту. У всьому світі високошвидкісні магістралі являються свого роду знаком якості, що свідчить про високий рівень розвитку технологій будівництва та інженерії.

Однією із знаменних подій в житті сучасного транспорту стало початок роботи в червні 2011 р високошвидкісної залізниці Пекін-Шанхай. Тут курсує найшвидший поїзд у світі, здатний досягати швидкості 486,1 км на годину, новий високошвидкісний коридор дозволяє скоротити час у дорозі між двома місцями вдвічі, з десяти годин до п'яти.

Природно, що поставлені задачі та цілі потребували докорінно переглянути підходи до проектування та будівництва не тільки поїздів, а й залізничної інфраструктури. Досить сказати, що похибка вимірювань при оцінці стану шляхів становить менше 1 мм.

Потяг також має багато особливостей. По-перше, локомотиви та рухомий склад розроблені та виготовлені виключно в Китаї. Їх гучність становить всього 61 децибел при швидкості руху 300 км на годину, в той час як рівень шуму літака Boeing при зльоті становить 81 децибел, а автомобіль при швидкості в 120 км на годину – 76 децибел. По-друге, китайськими фахівцями були вирішені питання тряски поїзда під час руху на високій швидкості по ламаній траєкторії, при швидкості в 400 км на годину, яйце на столі в поїзді не буде гойдатися.

Поїзд CRH380A вважається надзвичайно безпечним. Якщо в його лобове скло на швидкості 540 км на годину потрапить кілограмова алюмінієва куля, скло тільки трісне, але не розіб'ється. Також не завдадуть шкоди поїзду птиці, тварини, що зустрілися з ним під час руху.

Для нового поїзда та інфраструктури була розроблена і нові системи зв'язку і управління. Всі процедури, пов'язані з операційним контролем повністю автоматизовані, щоб уникнути проблем, пов'язаних з "людським фактором". При цьому 1004 пасажира поїзда мають досить високий рівень комфорту.

А у 2014 році китайський експериментальний високошвидкісний потяг СІТ500 на випробуваннях на експериментальній ділянці траси під Циндао довжиною в 100.8 кілометрів встановив новий рекорд швидкості в 605 км/год.

У державі немає спеціалізованих залізничних магістралей і рух здійснюється сумісно і пасажирський і вантажний. Швидкість руху залежить від багатьох параметрів:

- Параметрів плану: радіуса кривих, довжини перехідних кривих, підйому зовнішньої рейки, довжини прямих вставок між кривими;
- Параметрів профілю: ухилу елемента, гальмівних пристроїв, потужності локомотива;
- Потужності верхньої будови колії та його будова;
- Стрілочних переводів та їх стану;
- Стан штучних споруд;
- Стан земляного полотна;
- Стан станційних платформ;
- Стан СЦБ та зв'язку;
- Стан системи електропостачання;
- Стан рухомого складу.

Усі ці питання потребують детального вивчення та складання плану реалізації з урахуванням норм проектування сучасності та умов місцевості. Крім того кожний проміжок ділянки потребує детального вивчення та аналізу існуючого стану, визначення та проектування можливих варіантів по збільшенню швидкості, забезпеченню безперебійності та безпеки руху поїздів.

Маючи розгалужену транспортну інфраструктуру і перебуваючи на перехресті найважливіших напрямків світової торгівлі між Європою, Азією та іншими континентами, Україна має всі передумови для розвитку транспортної галузі в рамках виваженої державної політики.

УДК 625.11

ВТРАТИ ПРОЦЕСУ ПЕРЕВЕЗЕНЬ У СИСТЕМІ ТЕХНІЧНОГО ОБСЛУГОВУВАННЯ ЗАЛІЗНИЧНОЇ КОЛІЇ

THE LOSS OF THE TRANSPORT PROCESS IN THE SYSTEM OF MAINTENANCE OF RAILWAY TRACK

*канд. техн. наук А.М. Штомпель, канд. техн. наук В.П. Шраменко
Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

*A.M. Stompel, PhD (Tech.), V.P. Shramenko, PhD (Tech.)
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

Попередження, що видаються на поїзди про обмеження швидкості руху в рамках технічного обслуговування колії, можна поділити на такі групи:

- попередження, які пов'язані з виконанням ремонтно-колійних робіт при поточному утриманні колії (група №1);
- попередження, які викликані технічним станом конструкції колії (група №2);
- попередження, які надаються при необхідності планового ремонту колії (група №3).

У свій час з метою визначення впливу попереджень на затримки у русі поїздів були виконані відповідні дослідження. У рамках цих досліджень дані з журналів видачі попереджень формувалися у блоки (за вище означеними групами попереджень). Статистична обробка цих даних дозволила, зокрема, встановити, що затримки поїздів через попередження (у поїздо-годинах на 1 км колії за рік) збільшуються:

- при зростанні вантажонапруженості ділянки прямо пропорційно (практично за лінійним законом);
- при напрацюванні тоннажу (тобто враховується «старіння» конструкції верхньої будови колії) за криволінійною функцією виду $y = a + bT^{\alpha}$ (a, b, α – емпіричні параметри ; $\alpha > 0$; T – напрацьований тоннаж) з характерним переломом у діапазоні $T=300-400$ млн. т брутто.

Додатковий статистичний аналіз матеріалу був спрямований на отримання математичних моделей для кількісної оцінки втрат перевізного процесу при обмеженні швидкості руху поїздів (через видачу попереджень, які відносяться до вище наведених груп) залежно від вантажонапруженості ділянки (Γ , млн. ткм брутто / км за рік) та напрацьованого тоннажу (T , млн. т брутто). При цьому для спрощення аналізу крива $y = a + bT^{\alpha}$ була замінена на ламану.

Під втратами процесу перевезень розглядаються затримки поїздів, які мають місце при обмеженні швидкості їх руху (Z , поїздо-години / км колії за рік).

Результати виконаних досліджень з встановлення залежностей $Z_{\Gamma} = f(\Gamma)$ та $Z_T = f(T)$ для ділянок, де експлуатується безстикова колія (рейки типу Р65, залізобетонні шпали, щебневий баласт), наведені у табл. 1.

Таблиця 1

Група попереджень	Затримки поїздів, поїздо-години / км колії за рік, залежно від		
	параметра $\Gamma = 5 \div 80$, млн. ткм / км за рік	параметра T , млн. т брутто	
		$T = 100 \div 350$	$T = 350 \div 700$
Група №1	$Z_{\Gamma 1} = 0,366 + 0,0017\Gamma$ (1)	$Z_{T1} = 0,408 + 0,00032T$ (4)	$Z_{T1} = -0,46 + 0,0028T$ (7)
Група №2	$Z_{\Gamma 2} = 1,116 + 0,0012\Gamma$ (2)	$Z_{T2} = 0,97 + 0,0008T$ (5)	$Z_{T2} = 0,28 + 0,0028T$ (8)
Група №3	$Z_{\Gamma 3} = 0,175 + 0,00125\Gamma$ (3)	$Z_{T3} = 0,268 + 0,00052T$ (6)	$Z_{T3} = -0,32 + 0,0022T$ (9)

Використовуючи ці залежності, для умов певної ділянки можна попередньо оцінити можливі втрати процесу перевезень (обсяги затримки поїздів) через обмеження швидкості руху останніх у частині, яка стосується системи технічного обслуговування конструкції верхньої будови колії на даному перегоні.

Сучасні рішення для галузі бетону

Компанія MC-Bauchemie Müller GmbH & Co. KG - один з провідних міжнародних виробників будівельної хімії та технологій. Група компаній має головний офіс у Боттропі та налічує близько 2500 співробітників, які працюють в більш ніж 40 країнах світу. Компанія Заснована понад 50 років тому і пропонує інноваційні рішення для виробництва бетону та Захисту різноманітних конструкцій.

MC пропонує найсучасніші рішення для для:

- ❖ галузі бетону
- ❖ інфраструктури та промисловості
- ❖ ремонту будівель
- ❖ споживачів



Протягом XX-го і XXI-го століть, Залізничі по всьому світу демонстрували незвичайний розвиток і трансформації. Головним чином цьому сприяли підвищені вимоги до більш високої швидкості для перевезення великої кількості пасажирів і вантажів, а також більший комфорт під час їзди. Зі збільшенням швидкості Зросли і навантаження на галузь, а Загальні технічні і технологічні рішення часто не відповідали очікуванням.

Коли були введені в експлуатацію перші високошвидкісні поїзди, З'явилася проблема вильоту дрібних частинок баласту через турбулентність на високій швидкості, в результаті чого Зростав ризик аварії із Зустрічними поїздами. Щоб Запобігти цьому, було введено склеювання баласту, як спосіб вирішення проблеми, який відкрив нові перспективи в галузі Залізничного транспорту.

Експерименти За технологією склеювання баласту почалися в Німеччині та Угорщині на рубежі тисячоліття, і після того, як було Зібрано достатньо емпіричних Значень, цей процес став відомий як один із способів стабілізації і склеювання баластної призьми Залізничних шляхів.

Закріплення Залізничних шляхів при їх реконструкції За допомогою системи MC-Ballastbond від MC-Bauchemie є Зручною та економічною альтернативою установки кріплень.

Переваги системи MC-Ballastbond:

- ❖ смола довгий час Зберігає свою еластичність та хімічну стабільність
- ❖ смола швидко твердіє, час схоплювання може бути відрегульований під Задачу
- ❖ ділянка шляхів може бути Запущена в експлуатацію відразу після Закінчення робіт
- ❖ матеріал екологічно безпечний як при експлуатації, так і при утилізації
- ❖ економія часу і витрат до 50% при реконструкції Залізничних шляхів у порівнянні зі стандартними способами робіт



Основні пріоритети MC-Bauchemie – це системні рішення, якісні матеріали, неперевершений сервіс та надійність.



ТОВ «МЦ Баухемі»
07541 Київська обл.,
м. Березань
вул. Маяковського, буд. 38
тел. 045 766 54 53
info@mc-bauchemie.ua
www.mc-bauchemie.ua





ООО ТИНЕС УКРАИНА
 Богдана Хмельницкого, д. 16-22,
 корпус «А», 01030, г. Киев
 Тел/Факс: +38 044 369 30 48,
 office@tines.com.ua
 www.tinescg.com/ru/

КОНСТРУКЦИИ РЕЛЬСОВЫХ ПУТЕЙ

Предлагаемые фирмой Тинес безбалластные конструкции верхнего строения пути могут использоваться на железной дороге, метро и трамвайных полотнох, в том числе на инженерных сооружениях. Системы фирмы Тинес были использованы, в частности, в Киевском и Харьковском метрополитенах, а также при модернизации трамвайных путей в Харькове и Днепре.



▲ Харьков



Український державний університет
залізничного транспорту

Ukrainian State University
of Railway Transport



Вища освіта,
ВИЗНАНА СВІТОМ

Отримай диплом
французького
університету,
навчаючись в Україні

You can obtain
a French
University Degree
while studying in Ukraine



**World-Renowned
HIGHER EDUCATION**