

06
254

ISSN 2227 1252

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ,
МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ



МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Дніпропетровського національного
університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

Випуск 3

2012

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

**Збірник наукових праць
Дніпропетровського
національного університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна**

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

За загальною редакцією проф. О. М. ПШІНЬКА

Засновано у 2011 році

Випуск 3

Дніпропетровськ
2012

УДК 624.21 + 624.19(066)

ББК 39.2

Д 54

ЗАСНОВНИК ТА ВИДАВЕЦЬ:
ДНІПРОПЕТРОВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ
ІМЕНІ АКАДЕМІКА В. ЛАЗАРЯНА

Затверджено до друку рішенням Вченої ради Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна від 24.09.2012 р., протокол № 2

Редакційна колегія:

головний редактор – доктор технічних наук *О. М. Пшійнюк*
заступник головного редактора – доктор технічних наук *О. С. Распопов*
відповідальний секретар – кандидат технічних наук *В. І. Соломка*

Члени редакційної колегії:

доктори технічних наук *М. І. Казакевич, В. Д. Петренко, М. І. Нетеса, Й. Й. Лучко, А. В. Радкевич, А. І. Лантух-Лященко, В. В. Кулябко, А. А. Пługін*
кандидат технічних наук *О. Л. Тютюкін*

Д 54 **Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика :** Збірник наукових праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Вип. 3. – Д.: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2012. – 258 с.
ISSN 2227-1252

У статтях висвітлені наукові дослідження, виконані авторами в Дніпропетровському національному університеті залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна та інших організаціях. Статті присвячені вирішенню актуальних питань з проблем розрахунків, проектування, будівництва, експлуатації та реконструкції мостів, тунелів і інших інженерних споруд, застосування сучасних будівельних матеріалів і технологій будівництва, пошуку шляхів підвищення надійності та подовження довговічності інженерних споруд.

Збірник наукових праць становить інтерес для працівників науково-дослідних організацій, викладачів вищих навчальних закладів, докторантів, аспірантів, магістрантів та інженерно-технічних працівників.

УДК 624.21 + 624.19(066)
ББК 39.2

В статтях отражены научные исследования, выполненные авторами в Днепропетровском национальном университете железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна и других организациях. Статьи посвящены решению актуальных вопросов по проблемам расчетов, проектирования, строительства, эксплуатации и реконструкции мостов, тоннелей и прочих инженерных сооружений, применения современных строительных материалов и технологий строительства, поиску путей повышения надежности и продления долговечности инженерных сооружений.

Сборник научных трудов представляет интерес для работников научно-исследовательских организаций, преподавателей высших учебных заведений, докторантов, аспирантов, магистрантов и инженерно-технических работников.

ЗМІСТ

В. Е. АРТЕМОВ, А. С. РАСПОПОВ (ДИИТ) К ВОПРОСУ О ТОЧНОСТИ ВЫЧИСЛЕНИЙ В РАСЧЕТАХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	6
Ф. В. БАБИЧ, В. Л. СЕДИН, Г. Н. ЛЕВЧЕНКО (Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, Днепропетровск) ОСОБЕННОСТИ ЗАСТРОЕННОГО СКЛОНА НАД ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЙ СТАНЦИЕЙ ВСТРЕЧНАЯ В ДНЕПРОПЕТРОВСКЕ	9
О. П. БАРАНОВ (Адміністрація Державної спеціальної служби транспорту, Київ), С. О. ЯКОВЛЄВ, І. Є. КРАМАР, О. І. ШАПТАЛА (ДІТ) КОНЦЕПТУАЛЬНІ НАПРЯМКИ РОЗВИТКУ ТЕХНІКИ ДЕРЖАВНОЇ СПЕЦІАЛЬНОЇ СЛУЖБИ ТРАНСПОРТУ	14
О. П. БАРАНОВ (Адміністрація Державної спеціальної служби транспорту, Київ), І. М. ЩОКА (ДІТ) МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ОПТИМАЛЬНОЇ СТРУКТУРИ КОМПЛЕКТУ МАШИН МОБІЛЬНИХ ЗАГОНІВ МЕХАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА	18
А. А. БРЫНЗА (ДИИТ) К ВОПРОСУ О ВЫЯВЛЕНИИ ТРЕЩИН В ТРАНСПОРТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ	22
Ю. Л. ВИННИКОВ, М. О. ХАРЧЕНКО, В. І. МАРЧЕНКО (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка) РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТНОЇ ПЛИТИ СИЛОСІВ НА АРМОВАНІЙ СТОХАСТИЧНІЙ ОСНОВІ	26
М. В. ГОГОЛЬ, М. Р. БІЛЬСЬКИЙ, І. Д. ПЕЛЄШКО (Національний університет «Львівська політехніка») ПРОЕКТУВАННЯ І РОЗРАХУНОК КОМБІНОВАНИХ МОСТОВИХ ПЕРЕХОДІВ	33
В. Т. ГУЗЧЕНКО, М. А. ЛІСНЕВСЬКИЙ (ДІТ) КЛАСИФІКАЦІЯ ПІДПІРНИХ СТІН	39
В. С. ДОРОФЄЄВ, В. М. КАРПЮК, О. М. ПЕТРОВ, М. М. ПЕТРОВ (Одеська державна академія будівництва і архітектури) РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ СТЕРЖНЕВОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ З УРАХУВАННЯМ ЇЇ СКЛАДНОГО НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ	45
Е. В. ИГНАТЕНКО (Украинская государственная академия железнодорожного транспорта, Харьков) РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОРОТКИХ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОЛОН	56
М. И. КАЗАКЕВИЧ (ДИИТ) О РЕАЛЬНОЙ СТОИМОСТИ СООРУЖЕНИЙ	61
М. И. КАЗАКЕВИЧ (ДИИТ) ПРИЧИНЫ ГЛОБАЛЬНЫХ И ЛОКАЛЬНЫХ ОТКАЗОВ ВАНТОВЫХ МОСТОВ	65
Э. С. КАРАПЕТОВ, Д. А. ШЕСТОВИЦКИЙ (Петербургский государственный университет путей сообщения, Россия) ИССЛЕДОВАНИЕ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ КОЭФФИЦИЕНТА ДИФФУЗИИ ХЛОРИДОВ В БЕТОНЕ	68
П. М. КОВАЛЬ (Національна академія образотворчого мистецтва та архітектури, Київ), Я. Л. ІВАНИЦЬКИЙ, Ю. В. МОЛЬКОВ (Фізико-механічний інститут імені Г. В. Карпенка, Львів), Я. І. КОВАЛЬЧИК (Національний транспортний університет, Київ). ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ БАЛОК МЕТОДОМ ЦИФРОВОЇ КОРЕЛЯЦІЇ ЗОБРАЖЕНЬ	75
В. В. КУЛЯБКО (Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, Днепропетровск) ТРАКТАТ О РАЗВИТИИ НАУЧНО-ЛАБОРАТОРНОЙ БАЗЫ И РАЗРАБОТКЕ СПЕЦКУРСОВ ПО ДИНАМИКЕ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ	80
В. П. КУПРІЙ, Д. В. ТЮТЬКІН (ДІТ) МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КРІПЛЕННЯ ГЛИБОКОГО КОТЛОВАНУ	89
А. И. ЛАНТУХ-ЛЯЩЕНКО (Национальный транспортный университет, Киев) СТРАТЕГИЯ УПРАВЛЕНИЯ РЕСУРСОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ	95

А. І. ЛАНТУХ-ЛЯЩЕНКО, К. В. МЕДВЄДЄВ (Національний транспортний університет, Київ) ДО ВИЗНАЧЕННЯ ГРАНИЧНОГО ЗНОСУ ПРОГОНОВИХ БУДОВ АВТОДОРОЖНИХ МОСТІВ.....	101
Г. О. ЛИННИК (Укрзалізниця), В. І. СОЛОМКА (ДПТ) ШЛЯХИ УДОСКОНАЛЕННЯ СИСТЕМИ УПРАВЛІННЯ СТАНОМ ШТУЧНИХ СПОРУД НА ЗАЛІЗНИЦЯХ УКРАЇНИ.....	106
Й. Й. ЛУЧКО, В. В. КОВАЛЬЧУК (ДПТ) РОЗПОДІЛ ТЕМПЕРАТУРИ У ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЯХ МОСТІВ.....	111
М. Г. МАЛЬГИН, В. И. ДВОРЕЦКИЙ (Институт электросварки имени Е. О. Патона НАН Украины, Киев), Г. В. МИХЕЕВ, Е. А. КРУГОВОВА (Брянский государственный технический университет, Россия) АНАЛИЗ ПЕРЕМЕННЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В СВАРНЫХ УЗЛАХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ СИСТЕМЫ «МОСТ-ПОЕЗД»	120
С. М. МИКИТЕНКО (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка) ЗАСТОСУВАННЯ ОПТИМІЗАЦІЙНИХ МЕТОДІВ ДО РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ	124
В. Д. ПЕТРЕНКО, О. Л. ТЮТЬКІН, М. В. ХАРАТЯН (ДПТ), В. І. ПЕТРЕНКО (Укрметротунельбуд) ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ СТАНЦІЙ ОДНОСКЛЕПІНЧАСТНОГО ТИПУ МІЛКОГО ЗАКЛАДЕННЯ	127
Д. Г. ПЕТРЕНКО (Украинская государственная академия железнодорожного транспорта, Харьков) ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЗАВИСИМОСТИ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ОТ ГИБКОСТИ СТАЛЕБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА	132
Н. М. ПОПОВИЧ, И. В. КЛИМЕНКО (ДИИТ) ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА	137
П. В. ПОПРУГА, Л. А. ШЕЙНИЧ, М. Г. МИКОЛАЕЦ (Государственное предприятие «Научно-исследовательский институт строительных конструкций», Киев) СТРОИТЕЛЬСТВО АВТОМОБИЛЬНОЙ ЭСТАКАДЫ (ВИАДУК) ТЕРМИНАЛЬНОГО КОМПЛЕКСА «D» ДМА «БОРИСПОЛЬ» г. КИЕВ	142
А. В. РАДКЕВИЧ (ДПТ), Т. В. ТКАЧ (Придніпровська державна академія будівництва і архітектури, Дніпропетровськ) ОЦІНКА ВІРОГІДНОСТІ МОДЕЛЕЙ ВИБОРУ РЕЖИМІВ ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ	147
В. С. РАЧКЕВИЧ (ДП ВАТ «ДАК Автомобільні дороги України»), В. Г. КВАША, Л. В. САЛІЙЧУК (Національний університет «Львівська політехніка») ПРОГНОЗУВАННЯ РЕЖИМУ ТИМЧАСОВОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО МОСТА ЗА ПРИВЕДЕНИМ КОЕФІЦІЄНТОМ ЗАПАСУ	151
В. П. РЕДЧЕНКО (Дніпропетровський відділ ДерждорНД), В. М. КОСЯК (ДПТ) МОДЕЛЮВАННЯ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ЗА ЇХ ФАКТИЧНИМИ МОДАЛЬНИМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ.....	158
Б. В. САВЧИНСКИЙ (ДИИТ) НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ.....	163
А. А. СИВЦОВ, Г. В. ДЕСЯТЫХ (Уральский государственный университет путей сообщения, Екатеринбург, Россия) АЛГОРИТМ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ КРЕПИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК С УЧЕТОМ ИХ КОНТАКТНОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ С МАССИВОМ ПОРОД.....	167
А. Г. СИНЕОК, А. М. ГЕРАСИМЕНКО, В. Д. РЯБОКОНЬ, К. В. РЯБЦЕВ, В. В. БРИЧАК, С. Н. ТОВСТІЙ (Институт электросварки имени Е. О. Патона НАН Украины, Киев) СОВРЕМЕННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ СВАРКИ ПРИ УКРУПНЕНИИ И МОНТАЖЕ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ АРКИ ПОДОЛЬСКОГО МОСТОВОГО ПЕРЕХОДА В КИЕВЕ	171
В. Р. СКАЛЬСЬКИЙ, О. М. СТАНКЕВИЧ (Фізико-механічний інститут імені Г. В. Карпенка НАНУ, Львів), В. З. СТАНКЕВИЧ (Львівський науково-дослідний інститут судових експертиз), Ю. Я. МАТВІЇВ (Львівський національний технічний університет) АМПЛІТУДНО-ЧАСТОТНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРУЖНИХ КОЛИВАНЬ ПОВЕРХНІ ПІВПРОСТОРУ, ПОСЛАБЛЕНОГО ДИСКОПОДІБНОЮ ТРИЩИНОЮ ВІДРИВУ	175

В. Р. СКАЛЬСЬКИЙ, І. М. ЛЯСОТА, О. М. СТАНКЕВИЧ (Фізико-механічний інститут імені Г. В. Карпенка НАНУ, Львів), Т. В. СЕЛІВОНЧИК (Луцький національний технічний університет) АКУСТИКО-ЕМІСІЙНЕ ІДЕНТИФІКУВАННЯ ДЖЕРЕЛ РУЙНУВАННЯ АЛЮМІНІЄВОГО СПЛАВУ	181
К. І. СОЛДАТОВ, М. К. ЖУРБЕНКО, С. В. КЛЮЧНИК, В. А. МІРОШНИК (ДІТ) ВИЗНАЧЕННЯ КЛАСІВ ЗАЛІЗНИЧНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ЗА ВЕЛИЧИНОЮ ПРУЖНИХ ПРОГІНІВ	187
К. І. СОЛДАТОВ, М. К. ЖУРБЕНКО, С. В. КЛЮЧНИК, А. В. ГАРМАШ (ДІТ) ПОРІВНЯЛЬНИЙ РОЗРАХУНОК КЛАСУ ЗАЛІЗНИЧНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ МОСТА	194
Б. Д. СУХОРУКОВ (ДИИТ) РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ МЕЖДУ БАЛКАМИ В АВТОДОРОЖНОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОМ ПУТЕПРОВОДЕ РАМНО-НЕРАЗРЕЗНОЙ СИСТЕМЫ	199
М. Р. ТИМОФЕЕВ (ООО «НИЛ ТРАНСМОСТ», Пермь, Россия) ПОВЕДЕНИЕ СТЕНОК КОРОБЧАТОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА В ПРОЦЕССЕ НАДВИЖКИ	207
Л. М. ТИМОФЕЕВА (Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Россия) ПРИМЕНЕНИЕ МИКРОТОННЕЛИРОВАНИЯ В ПЕРМИ	213
Л. М. ТИМОФЕЕВА, Е. С. КРАСНОВ (Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Россия) СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ УСИЛЕНИЯ СЛАБЫХ ОСНОВАНИЙ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ	217
Л. М. ТИМОФЕЕВА, Л. С. ШЕПЕТЕВА (Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Россия) О ПРОБЛЕМАХ ПРИМЕНЕНИЯ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ В СОВРЕМЕННОМ ТРАНСПОРТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ	221
А. В. ШАПОВАЛ (Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, Днепропетровск) К ВОПРОСУ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ МОДИФИКАЦИИ ТЕОРИИ СТАРЕНИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА ОСАДОК ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИ ПЕРЕМЕННОЙ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКЕ	225
А. В. ШАПОВАЛ, В. В. КРЫСАН, В. Г. ШАПОВАЛ, Е. В. НЕСТЕРОВА (Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, Днепропетровск) ПОЛЕВОЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ УПРУГИХ И РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТА	229
А. Н. ШКУМАТОВ (Донецкий национальный технический университет) УПРАВЛЕНИЕ РАЗЛЕТОМ ПОРОДЫ ПРИ БУРОВЗРЫВНОЙ ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ	233
Ф. В. ЯЦКО (Національний транспортний університет, Київ) ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ МОНТЕ-КАРЛО ДЛЯ ОЦІНКИ ДОВГОВІЧНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТІВ	238
М. PAŃTAK (Cracow University of Technology, Poland) DOUBLE COMPOSITE BRIDGES – THE MAIN CONCEPT AND EXAMPLES OF ITS IMPLEMENTATION	244
К. FLAGA, М. PAŃTAK (Cracow University of Technology, Poland) THERMAL STRESSES IN COMPOSITE STEEL-CONCRETE BRIDGES DURING CONSTRUCTION STAGE	252

К ВОПРОСУ О ТОЧНОСТИ ВЫЧИСЛЕНИЙ В РАСЧЕТАХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В работе рассмотрены основные факторы, которые приводят к появлению погрешностей в расчетах строительных конструкций. Перечислены недостатки и преимущества различных методов решения линейных алгебраических систем уравнений.

Ключевые слова: строительная конструкция, расчет, точность, погрешность, метод конечных элементов

Как правило, при получении традиционного технического образования будущие инженеры привыкают к мысли, что числовые данные, которыми они оперируют в своих расчетах, являются величинами абсолютно или достаточно точными [1]. Нередко эта убежденность сохраняется и в профессиональной деятельности, например, при проектировании строительных конструкций. Восполнить этот пробел в образовании представляется возможным путем введения в программу подготовки студентов специальных курсов математического анализа и вычислительных методов, ориентированных больше на инженеров, чем на математиков. Как отмечает профессор В. В. Кулябко, решением в сложившейся ситуации может стать и более строгое разделение строительных специальностей – например, на инженеров по расчету конструкций в САПР, инженеров по учету динамических воздействий и т. п. [2].

Обратим внимание на реальные проблемы, с которыми может столкнуться специалист по расчету строительных конструкций. Численным результатом любого алгоритма всегда является приближенное значение, точность которого должна быть оценена самим расчетчиком. Перечислим основные факторы, приводящие к появлению погрешностей в вычислениях [3]:

- математическая модель является приближенным описанием реального процесса;
- исходные данные к задаче, полученные экспериментально (измерения), уже содержат погрешности, либо они являются результатом решения некоторых вспомогательных задач (например, в нелинейных задачах динамики сооружений);
- применяемые для решения задач методы, как правило, являются приближенными;
- арифметические операции выполняются компьютерной системой исключительно над округленными числами, т. е. с ограниченной разрядностью.

Перечисленные факторы имеют место при математическом моделировании любого физического процесса или явления. Рассмотрим их с

позиции моделирования работы искусственно-го сооружения.

Проектирование строительных конструкций, зданий и сооружений является достаточно консервативной областью инженерной деятельности. Последние несколько десятилетий в силу стремительного развития компьютерных технологий абсолютным лидером среди методов расчета инженерных конструкций стал метод конечных элементов. Несправедливо утверждать, что этот численный метод анализа на сегодняшний день практически не развивается. Поводом для рассуждений о «тупиковости» этого метода часто служит практически полная изоляция пользователей САПР (инженеров) от разработчиков (ученых, программистов). Подтверждением того, что метод конечных элементов совершенствуется, следует считать ряд научных работ [4–6]. Так, одним из перспективных направлений в области численного анализа конструкций следует считать внедрение новой категории конечных элементов – так называемых « p -элементов», позволяющих представить кривизну дискретизируемой поверхности и особенность поля напряжений с заданной точностью без изменения плотности конечно-элементной сетки (реализованы в программах *Nastran*, *StressCheck*) [1].

Однако, как и любой другой численный метод, метод конечных элементов является приближенным методом анализа. Так, континуальная область пространства подлежит дискретизации конечномерным числом объектов. Это число, в свою очередь, определяет количество канонических уравнений (порядок расчетных матриц) метода. В дополнение, канонические уравнения МКЭ решаются известными численными методами, которые также являются приближенными (например, метод Гаусса, LU -разложение матриц и т. п.).

Важно отметить, что от выбора метода решения системы уравнений зависит не только точность, но и скорость расчета. Если интер-

претировать метод конечных элементов как развитие метода перемещений, то в самом простом случае имеет место система линейных алгебраических уравнений вида:

$$Cz = F, \quad (1)$$

где C – общая матрица жесткости системы; z – искомый вектор узловых перемещений, который соответствует невырожденной матрице C ; F – вектор узловых усилий от внешних нагрузок и воздействий.

Перечислим наиболее распространенные способы решения системы (1):

- метод Гаусса со схемой единственного деления (метод последовательного исключения неизвестных);
- метод Гаусса с выбором главного элемента по столбцу (схема частичного выбора);
- метод Гаусса с выбором главного элемента по всей матрице (схема полного выбора);
- LU -разложение матриц;
- метод Холецкого (метод квадратных корней).

Как показывает анализ, реализация метода Гаусса по схеме единственного деления для системы размерности n предполагает проведение $\frac{2}{3}n^3$ арифметических операций на этапе

прямого хода и еще n^2 операций – на этапе обратного [3]. Метод Гаусса с выбором главного элемента по столбцу целесообразно применять для расчета небольших стержневых систем, в которых количество узлов конечно-элементной сетки относительно невелико; в противном случае, схема частичного выбора может оказаться плохо обусловленной, и возможна существенная потеря точности.

Метод Гаусса с выбором главного элемента по всей матрице допускает нарушение естественного порядка исключения неизвестных, что является его алгоритмическим преимуществом. Для хорошо обусловленных систем, т. е. при расчете строительных конструкций с относительно плавным изменением жесткостей элементов, этот вариант метода Гаусса является вполне приемлемым. Однако помимо $\frac{2}{3}n^3$ действий для его реализации необходимо провести еще $\frac{1}{3}n^3$ операций сравнения элементов, что может существенно замедлить процесс решения задачи на ЭВМ.

Метод LU -разложения состоит из двух основных этапов и дает возможность проведения

первого, наиболее ресурсоемкого этапа, без информации о правой части системы уравнений. Таким образом, основную часть вычислений можно выполнить еще на этапе формирования конечно-элементной сетки, т. е. до перехода к этапу нагружения системы.

Метод Холецкого (реализован в программном комплексе *Scad*) справедлив для симметричных положительно определенных матриц коэффициентов, какими и являются матрицы жесткости C (1). Метод гарантированно устойчив, а количество арифметических операций составляет примерно $\frac{1}{3}n^3$, что является его преимуществом по сравнению с методом Гаусса.

Как правило, в научной и учебной литературе по строительной механике вектор неизвестных метода перемещений предлагается отыскивать, преобразовав систему (1):

$$z = LF, \quad (2)$$

где $L = C^{-1}$ – матрица податливости системы.

Математическая корректность выражения (2) не вызывает сомнений. Однако, в своей работе авторы [3] указывают на то, что при проведении численного эксперимента на ЭВМ вычисление обратных матриц оправдано только в том случае, если далее планируется анализ их свойств. Так, для обращения матрицы в системе уравнений (2) необходимо выполнить примерно $2n^3$ арифметических операций, что почти в 3 раза больше по сравнению с методом Гаусса. Следовательно, вычисление вектора узловых перемещений через матрицу податливости системы по соображениям скорости расчета становится малоприменимым.

В нелинейных (пошаговых) расчетах вычисление обратных матриц также не дает заметных преимуществ. Идея одноразового вычисления матрицы податливости и ее сохранение в памяти компьютера для дальнейшего многократного использования, на первый взгляд, выглядит привлекательно, однако, как показывает опыт, LU -разложение матрицы жесткости системы позволяет вычислять вектор узловых перемещений столь же быстро, а предварительная работа на этапе разложения дает экономию времени примерно в 3 раза.

Аналогично ситуация обстоит и с вычислением определителей матриц. Исследования показывают, что основанные на их использовании алгоритмы оказываются крайне неэффективными, поэтому вычисление определителей уже

давно не является этапом современных вычислительных алгоритмов [3].

Важным аспектом в реализации алгоритма расчета строительной конструкции является и тот факт, что ЭВМ оперирует с ограниченным набором рациональных чисел. Иррациональные числа, в том числе различные константы, используемые в научных расчетах (π , e и пр.) – отсутствуют. Это ограничение приводит к тому, что множество чисел (перемещения, усилия, напряжения) на ЭВМ могут быть представлены только приближенно, с ошибкой округления. Тогда, вероятно, далеко не все интересные расчетные величины получают точные значения.

Рассмотрим для примера простой случай. Пусть предполагается, что сечение балочного элемента конструкции по проекту должно быть прямоугольным с размерами $b=0,1$, $h=1,0$. Если считать эти числа точными (с математической точки зрения – такими, абсолютная погрешность которых стремится к нулю), то площадь поперечного сечения составит $A=bh=0,1$. Поскольку в компьютере реализована двоичная система счисления, то число $0,1$ согласно этой системе является бесконечной периодической дробью $0,1=(0,000110011\dots)_2$ и представляется приближенно, в зависимости от установленной машинной точности.

Отметим, что в большинстве современных программ по расчету строительных конструкций отсутствуют средства для анализа точности решения. Поэтому развитие программных инструментов, позволяющих вычислять абсолют-

ные и относительные погрешности величин, оценивать степень обусловленности системы, определять невязки за счет округления чисел является перспективной и актуальной задачей численного анализа строительных конструкций.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. - М.: ДМК Пресс. - 2007. - 600 с.
2. Кулябко, В. В. Динамика металлических конструкций и проблемы строительства, науки и образования [Текст] / В. В. Кулябко // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. - 2008. - № 10. - С. 12–20.
3. Амосов, А. А. Вычислительные методы для инженеров [Текст] / А. А. Амосов, Ю. А. Дубинский, Н. В. Копченкова. - М.: Высш. шк. - 1994. - 544 с.
4. Chen, Z. Finite Element Methods and Their Applications [Text] / Z. Chen. - Springer-Verlag Berlin Heidelberg. - 2005. - 410 p.
5. Zimmerman, W. B. J. Process Modelling and Simulation with Finite Element Methods [Text] / W. B. J. Zimmerman. - World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. - 2004. - 382 p.
6. Frey, P. J. Mesh Generation. Application to Finite Elements [Text] / P. J. Frey, P.-L. George. - Hermes Science Europe Ltd. - 2000. - 814 p.

Поступила в редколлегию 09.07.2012.

Принята в печать 30.07.2012.

В. Є. АРТЬОМОВ, О. С. РАСПОПОВ (ДІІТ)

ДО ПИТАННЯ ПРО ТОЧНІСТЬ РОЗРАХУНКІВ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

В роботі розглянуто основні фактори, які призводять до появи похибок у розрахунках будівельних конструкцій. Перелічено недоліки і переваги різних методів розрахунку лінійних алгебраїчних систем рівнянь.

Ключові слова: будівельна конструкція, розрахунок, точність, похибка, метод скінчених елементів

V. ARTOMOV, A. RASPOPOV (Dniepropetrovsk National University of Railway Transport)

TO THE QUESTION ON ACCURACY OF CALCULATION BUILDING CONSTRUCTIONS

In the article major factors which lead to occurrence of errors in calculations of building designs are considered. Shortages and advantages of various methods of solution of linear algebraic sets of equations are enumerated.

Keywords: engineer structure, solution, accuracy, error, finite element method

Ф. В. БАБИЧ, В. Л. СЕДИН, Г. Н. ЛЕВЧЕНКО (Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, Днепропетровск)

ОСОБЕННОСТИ ЗАСТРОЕННОГО СКЛОНА НАД ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЙ СТАНЦИЕЙ ВСТРЕЧНАЯ В ДНЕПРОПЕТРОВСКЕ

На основе личных ежегодных наблюдений, анализа проектировочных решений и изучения этапов застройки с 1970 года склона Встречной балки многоэтажным жилым массивом Тополь-1 в Днепропетровске, разбирается история возникновения и развития оползневых процессов.

Ключевые слова: оползень, замачивание склона, техногенная авария

Вступление

Постановлением Кабинета Министров Украины [1] принята Государственная комплексная программа противооползневых мероприятий на 2005–2014 годы. Ее цели – определение и обеспечение повышения эффективности осуществления противооползневых мероприятий, направленных на минимизацию влияния природных факторов и хозяйственной деятельности, на активизацию оползней и снижение риска возникновения чрезвычайных ситуаций техногенного и природного характера, формирование системы защиты от образования оползней. В Карпатах и Крыму оползни часты в силу горного рельефа. В Днепропетровске холмистый рельеф вместе с человеческим фактором приводит к образованию оползней без всяких землетрясений и ливней.

Постановка задачи

13 лет назад произошла техноприродная катастрофа на застроенном склоне Встречной балки в Днепропетровске. Устье балки совпадает с южным входом в ж/д туннель, ведущий к Южному ж/д вокзалу. В 6 часов утра 6 июня 1997 года тело оползня-потока поглотило металлические гаражи и подсобные строения двух дошкольных комбинатов. Следом 9-этажный кирпичный дом № 22 на 72 квартиры начал обрушиваться в цирк оползня – массив суглинков, обильно насыщенных грунтовыми и дождевыми водами.

Эта грунтовая масса сползала к ж/д полотну и строениям станции Встречная. Защитный ров вдоль полотна шириной около 30 м, по дну которого протекает ручей (рис. 1), стал местом складирования потоков грунта с обломками зданий. В 13.30 раскололась школа 99 (на рис. 2

в виде буквы Н) – от нее отделились актовый зал и столовая. Скорость оползня достигла максимума – 20 метров в час, и от четырехэтажной школы откалывался блок за блоком. В 18.00 здание школы полностью обрушилось в цирк оползня. Скорость развития оползня затухала с 20 м/час до полной остановки через 13 часов с момента его возникновения. Общая площадь тела оползня составила более 4 га. Три рядом расположенных многоэтажных жилых дома попали в зону влияния оползня. Более 2 тыс. человек были эвакуированы из квартир. По прошествии 14 лет оползнеопасность на этом склоне сохраняется.

Основной материал исследований

Причины техногенной катастрофы кроются в нарушениях при застройке склона над ж/д ст. Встречная, поэтому рассмотрим хронологию развития событий с начала освоения склона. В 1969 г. началось возведение нового жилого массива «Тополь-1». Проведенные изыскания на площадке показали грунтовые воды в среднем на глубине 23 м. В 1972 г. сданы в эксплуатацию три девятиэтажные пятиподъездные панельные дома № 1, 2, 3. В 1983 году по верху склона на посадочной толще вдоль Запорожского шоссе на ж/м Тополь-1 началось возведение сорока 14-тиэтажных жилых корпусов. Каждый кирпичный дом № 40, 48, 56 и 60 состоит из шести отдельных корпусов на отдельных фундаментах. Корпуса стоят стена к стене с зазором не более 0,5 м.

Вместо запланированных свайных фундаментов А. Ф. Заворотний (НИИСП) применил расширенный метод И. М. Литвинова [2, 3] по замачиванию просадочной толщи в два этапа через скважины глубиной до 30 м.



Рис. 1. Границы оползня 1997 года на склоне Встречной балки (ж/м Тополь-1) вблизи ж/д станции Встречная.

Для устройства грунтовой подушки мощностью 3 м разрабатывали и послойно трамбовали местные тяжелые суглинки. Эти 14-ти этажные жилые блоки были сданы в эксплуатацию без необходимых внешних систем инженерной защиты и централизованного отвода ливневых вод. Обильные дожди и весеннее таяние снегов, размывающие суглинки склона вызывали поднятие УГВ. В 1986–87 годах произошли первые аварии. Ниже дома № 60 появились трещины в несущих конструкциях детсада № 15а и двух средних подъездах дома № 15 (рис. 2). Из-за больших деформаций фундаментов и трещин межэтажных конструкций жильцов этих подъездов отселили. Виновными признали руководство «Днепргражданпроекта». Анализ гидрогеологической обстановки на территории ж/м Тополь-1 показывает, что с момента создания микрорайона происходил постоянный подъем УГВ со средней скоростью 0,6 м в год (по другим данным – 0,8 м). Стабилизации подъема не наблюдалось. Если в начале строительства в 1970 году грунтовые воды находились на глубине 19...23 м, то по состоянию на июнь 1997 года – уже на глубине 4...6 м. Объем подземных вод увеличивался за счет утечек из водопровода, из подземных теплотрасс и канализации. В начале июня 1997 два дня не прекращались ливневые дожди и вода уходила не в забитые водостоки, а в землю. Это и прорыв гидрокоммуникаций в нижней части склона создали предельное напряженное состояние в грунтах склона, в результате которого вынесенные в месте прорыва грунты перестали вы-

полнять необходимую контрфорсную работу для вышележащих грунтов склона. Вслед за этим активно начали течь вышележащие водонасыщенные грунтовые массы. Из-за разжижения грунтов и полной потери их несущей способности образовалась плоскость скольжения на водоупорном слое глины и нижняя часть склона поползла [4]. Очень быстро образовалась грунтовая река, которую можно определить как сель, оползень-поток, оползень течения или суффозионный выброс.

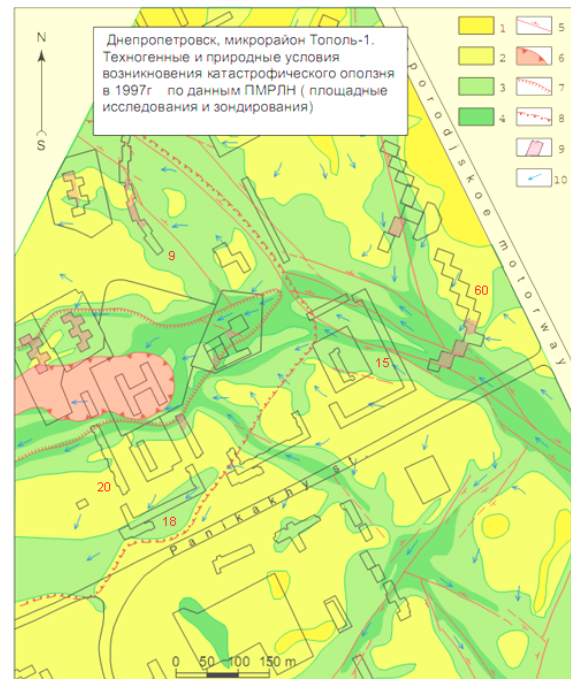


Рис. 2. Ситуационный план на ж/м Тополь-1 по данным Н. Н. Новика

Условные обозначения: 1 – зоны без существенных антропогенных изменений природных систем. Подтопление лессов не проявлено; 2 – зоны развивающегося подтопления лессовых грунтов. На относительно водоупорных прослоях присутствуют горизонты увлажненных лессов, лессовидных суглинков и супесей. При прогрессировании подтопления возможно развитие присадочных деформаций инженерных сооружений; 3 – зоны развитого подтопления лессовых грунтов. Наиболее водопроницаемые прослои лессов, лессовидных суглинков и супесей водонасыщены полностью по всему разрезу, но разделены увлажненными горизонтами относительно водоупорных литологических разностей. В пределах зон имеют место и развиваются просадочные деформации инженерных сооружений. Возможны оползні-потоки; 4 – зоны полного водонасыщения лессовых грунтов на всю мощность разреза (независимо от степени их водопроницаемости) при высоком уровне грунтовых вод (3...10 м от поверхности); 5 – границы зон с различной степенью развития подтопления лессовых грунтов; 6 – граница оползні-потока, активизировавшегося 6 июня 1997г.; 7 – граница деструктивного поля в водонасыщенных лессовых грунтах с возможным прогрессирующим развитием и расширением оползні-потока, образовавшегося 6 июня 1997г.; 8 – предполагаемая граница оползніопасной зоны, активизация которой возможна в случае, если меры по уменьшению антропогенной нагрузки на природную систему не будут приняты; 9 – аварийные инженерные сооружения (сооружения с развивающимися деформациями); 10 – направление потоков подземных вод.

При изучении Н. Н. Новиком [5] причин катастрофического оползні-потока с помощью технологии ПМРЛН на рис. 2 были установлены зоны максимального развития подтопления лессов над погребенными разломами и понижениями рельефа в кристаллических породах. Прямыми наблюдениями было установлено, что просадочные деформации зданий встречаются чаще именно в этих зонах, а образование оползні-потока с катастрофическими последствиями произошло при полном разжижении лессов на значительную глубину.

Для ликвидации последствий оползні до конца 1997 года самосвалы ежедневно доставляли крупный бут (глыбы гранита) из карьеров для укрепления подножья склона и засыпки цирка оползні. И сегодня в границах тела оползні продолжают производить послойную

засыпку с уплотнением привозного строительного мусора и грунта.

В период с 1998 по 2001 была кардинально перестроена система водо- и теплоснабжения ж/м Тополь-1. Из-под земли вынесли на высоту 4...5 м все теплотрассы с современной теплоизоляцией. Прекратились неконтролируемые протечки из теплотрасс. На рис. 2 слева от цирка оползні в границах деструктивного поля (линия 8) на водонасыщенных лессовых грунтах расположено отселенное девятиэтажное пятиблочное семейное общежитие дом № 9 [6]. Для укрепления подножья склона по нормали к ж/д станции Встречная при помощи специального экскаватора с вертикальным ковшом были устроены 10 дренажных траншей длиной до 40 м, шириной 1 м и глубиной до 20 м. На стенки и дно траншей укладывался водопроницаемый текстиль и засыпался крупный щебень с устройством режимных скважин с шагом 10 м по длине траншеи для дальнейшего мониторинга УГВ.



Рис. 3. а) – Боковая стенка цирка оползні у торца дома № 20 в июне 1997 года; б) – засыпанный цирк оползні у торца дома № 20 в июне 2012 года.

Состояние склона на июнь 2012

Весной 2009 года после таяния и разжижения склона межблочные переходы между корпусами-подъездами начали обрушаться (рис. 4). Причина – вертикальное осевое смещение подъездов относительно друг друга по склону Встречной балки.



Рис. 4. Обрушение межблочных переходов аварийного дома № 9 (июнь 2012): а) – между 1и 2 подъездами обрушились все конструкции до 2-го этажа; б) – между 3и 4 подъездами еще висят панели бокового ограждения

Выше аварийного дома № 9 в панельных девятиэтажных домах № 13 и № 14 контроль-

ные «маячки» фиксируют деформации конструкций, что подтверждается новыми микротрещинами на потолках и стенах квартир. Отдельные корпуса 16-ти этажного дома № 56 опираются друг на друга на верхних этажах по деформационным зазорам [7].

Сточные воды, увлажняющие грунты вокруг домов, усугубляют положение. Жильцы дома № 56 жалуются на трещины в стенах и перекрытиях [9]. В апреле 2010 на 56-й сессии Днепропетровского горсовета рассмотрено обращение жителей ж/м Тополь-1 с требованием о проведении инженерно-геологических изысканий для определения реальной отметки грунтовых вод и финансирования защитных мероприятий.

Днепропетровской облгосадминистрацией в начале 2012 года было выделено 1,1 млн.грн из запланированных 1,6 млн.грн на проведение научно-исследовательских работ и создание «проекта вертикальной планировки жилмассива», а работы поручены Украинскому зональному научно-исследовательскому проектному институту гражданского строительства «КИЕВЗНИИЭП» [9]. В начале мая 2012 сотрудники института начали уточнять реальный УГВ склона с помощью электроизмерительного низкочастотного комплекса для полевых геофизических исследований ЭРП-1 (рис. 5), производимого в Севастополе. Принято решение об устройстве новых 18 режимных скважин на ж/м Тополь-1.



Рис. 5. Внешний вид комплекса ЭРП-1

Выводы

Причины событий 1997 г. на склоне над ж\д станцией Встречная – подрезка и пригруз склонов, снижение деформативных и прочностных свойств лессовых грунтов при замачивании, увеличение фильтрационного давления в направлении понижения рельефа, суффозия и гидродинамический выпор вокруг инженерных коммуникаций, располагавшихся на склоне,

образование пазух замачивания на склоне и эрозия при неупорядоченном стоке и сбросе воды. Возникло предельное напряженное состояние в грунтах склона, и дополнительное замачивание привело грунты в состояние активного сползания. На июль 2012 года состояние склона нельзя определить как полностью стабильное. Осмотр склона и анализ причин этого оползня включен в курс инженерно-геологической практики студентов 2-ого курса строительных специальностей ПГАСА [10] и лекции по спецкурсу для 5-ого курса (специалистов).

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Про затвердження Комплексної програми проєктування заходів на 2005 – 2014 роки [Текст]: Постанова КМ України № 1256 від 22 вересня 2004 р.
2. Литвинов, И. М. О некоторых рекомендациях по строительству на просадочных грунтах. [Текст] / И. М. Литвинов // Строительство и архитектура. – 1973. – № 12. – С. 24–27.
3. Литвинов, И. М. Глубинное укрепление и уплотнение просадочных грунтов [Текст] / И. М. Литвинов. – К.: Будивельник, 1969. – 184 с.
4. Гинзбург, Л. К. Обрушение склона в жилом микрорайоне. [Текст] / Л. К. Гинзбург // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – № 3. – С.28–30.
5. Новик, Н. Н. Применение биогеофизических и структурно-кинематических методов при изучении причин и прогнозе природных и техноприродных катастроф (новые технологии). [Текст] / Н. Н. Новик // Фундаментальные и прикладные проблемы мониторинга и прогноза стихийных бедствий. Ч. II. (М-лы международного научно-технического семинара, 14-18 сентября 1998г., г. Севастополь) – К., 1999.
6. Назаров, М. Днепрпетровск в ожидании новых катаклизмов. [Текст] / М. Назаров // Зеркало недели. – № 15 (339) – К., 2001.
7. Шруб, К. Ползучие гады. [Текст] / К. Шруб // Днепр вечерний. – № 23 (12271) от 15.02.2011 – Дн-вск, 2001. – С. 1, 6.
8. Довженко, Т. 16-этажный «поцелуй». [Текст] / Т. Довженко // Днепропетровская Правда. – № 15 (339) № 51 (15505) 30.12.2011 – Д., 2011.
9. На ж/м Тополь на бурение скважин выделено 1 млн. гривен. [Электронный ресурс] / Информационно-аналитический портал Comments. UA – 12.07.2012. – Режим доступа: <http://dnepr.comments.ua/news/2012/06/06/143739.htm>.
10. Бабіч, П. В. Методичні вказівки до учбової інженерно-геологічної практики для студентів спец. 6.060101 [Текст] / П. В. Бабіч і ін. – Д.: ПДАБА, 2010. – 42 с.

Поступила в редколлегию 06.07.2012.
Принята к печати 23.07.2012.

Ф. В. БАБІЧ, В. Л. СЕДІН, Г. М. ЛЕВЧЕНКО (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури, Дніпропетровськ)

ОСОБЛИВОСТІ ЗАБУДОВАНОГО СХИЛУ НАД ЗАЛІЗНИЧНОЮ СТАНЦІЄЮ ЗУСТРІЧНА В ДНІПРОПЕТРОВСЬКУ

На основі особистих щорічних спостережень, аналізу проєктувальних розв'язків і вивчення етапів забудови з 1970 року схилу Зустрічної балки багатопверховим житловим масивом Тополя-1 у Дніпропетровську, розбирається історія виникнення й розвитку зсувних процесів.

Ключові слова: Зсув, замочування схилу, техногенна аварія

P. V. BABICH, V. L. SEDIN, G. N. LEVCHENKO (Prydneprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture, Dnepropetrovsk)

FEATURES BUILT-UP THE SLOPE ABOVE THE RAILWAY STATION VSTRECHNAIA IN DNIPROPETROVSK

On the basis of personal annual supervision, the analysis of designing decisions and studying of stages of building of a slope since 1970 of the Vstrechnaia beam by a many-storeyed inhabited file of Topol-1 in Dnepropetrovsk city, understands the history of the emergence and development of landslide processes.

Keywords: a landslide, slope soaking, ethnogeny failure

О. П. БАРАНОВ (Адміністрація Державної спеціальної служби транспорту, Київ),
С. О. ЯКОВЛЄВ, І. Є. КРАМАР, О. І. ШАПТАЛА (ДІТ)

КОНЦЕПТУАЛЬНІ НАПРЯМКИ РОЗВИТКУ ТЕХНІКИ ДЕРЖАВНОЇ СПЕЦІАЛЬНОЇ СЛУЖБИ ТРАНСПОРТУ

В статті розглядаються питання теоретичного обґрунтування критеріїв методики вибору зразків мобільної універсальної техніки для виконання завдань по відновленню об'єктів транспортної системи України.

Ключові слова: Державна спеціальна служба транспорту, мобільні комплекси, критерій ефективності, методика вибору техніки, показники мобільності

Вступ

Транспорт – специфічна галузь господарства, результатом роботи якого є переміщення вантажів і людей як в мирний час, так і в особливий період.

Сучасні операції військових об'єднань характеризуються значними обсягами перевезень особового складу, військової техніки, матеріальних засобів. В період інтенсивних дій ймовірного противника на транспортну систему і її об'єкти, виконання заданого обсягу перевезень в операції буде значною мірою залежати від надійного технічного прикриття а також забезпечення всебічної підготовки транспортної інфраструктури України в умовах надзвичайного стану.

Аналіз сучасних воєнних конфліктів показує, що ефективно вирішувати завдання технічного прикриття, відновлення, будівництва і загородження залізниць, аеродромів та морських портів, зокрема у разі збройної агресії проти України, терористичних, надзвичайних ситуацій природного, техногенного чи воєнного характеру, можуть тільки військово-спеціальні формування, що мають єдину організацію і централізовану систему управління, а також мають в розпорядженні навчені військові ресурси оснащені спеціальною технікою, технічними засобами і відновним майном.

Таким військовим формуванням є Державна спеціальна служба транспорту Міністерства інфраструктури, яка є спеціалізованим державним органом транспорту у складі центрального органу виконавчої влади.

Виходячи із загальних завдань, характеристик, викликів та загроз національній безпеці в умовах мирного часу і особливого періоду Держспецтрансслужба виконує завдання насамперед в інтересах стабільного функціонування національної транспортної системи України. Це зумовлює потребу внесення змін у традиційні принципи організації відновлювальних робіт, значного підвищення мобільності загонів Держспецтрансслужби, своєчасного і вмілого маневрування силами й засобами задіяними на

виконанні цих завдань та переходу на нові, прогресивніші технології ведення відновлювальних робіт на базі високопродуктивних зразків сучасної техніки. Для досягнення поставленої мети необхідно добитися більш високого рівня технічної оснащеності об'єднаних загонів (загонів) Держспецтрансслужби.

В ході виконання і реалізації основних заходів Програми формування та розвитку Державної спеціальної служби транспорту на 2005–2015 роки, затвердженої постановою Кабінету Міністрів України, проводиться скорочення номенклатури технічних засобів і їх кількості, заміна застарілих зразків на сучасні машини і механізми, на основі впровадження нових універсальних, мобільних комплексів.

Часткова модернізація парку, яка проведена в об'єднаних загонах на сьогоднішній день новими універсальними машинами, механізмами, технічними засобами уже зараз дозволяє виконувати весь комплекс відновлювальних робіт по проведенню швидкісного будівництва і відновлення комунікацій.

Актуальність

В даний час на озброєнні об'єднаних загонів Держспецтрансслужби перебуває техніка і механізми для механізації робіт пов'язаних по способу виконання відновлювальних робіт, найбільш характерного при капітальному ремонті і будівництві транспортної мережі.

В сучасних умовах виконання робіт з відновлення транспортної мережі на наш погляд потребується застосування об'єднаними загонами нової, універсальної, мобільної техніки і механізмів, здатних застосовуватися при різних технологічних способах ведення робіт з найменшими ресурсними і матеріальними затратами та спроможними виконувати весь комплекс відновлювальних робіт. Усунення даної невідповідності – вироблення обґрунтованих пропозицій по вибору техніки і механізмів при їх закупівлі а в подальшому повної модернізації парків техніки і механізмів об'єднаних загонів Держспецтрансслу-

жби визначає актуальність статті.

Створення ефективних мобільних комплексів механізації відновлювальних робіт на базі мобільної універсальної техніки і механізмів можливе на основі розробки наукової методики їх формування. Така методика має бути універсальною, доступною і, в той же час, мати вузьку спрямованість з метою виявлення і врахування великого числа факторів, що впливають на виконання робіт.

З урахуванням вищевикладеного розглядається наступна наукова задача: теоретичне обґрунтування критерію ефективності формування комплексів механізації (окремо взятої техніки, механізмів) відновлювальних робіт з подальшою розробкою методики підбору техніки, механізмів і технічних засобів, перевіркою їх ефективності і працездатності.

Підхід до питання найбільш ефективного оснащення об'єднаних загонів Державної спеціальної служби транспорту мобільною універсальною технікою, механізмами і технічними засобами необхідно уявити як вибір найкращих варіантів техніки, машин (комплексів) за конструктивними і технологічними показниками. Вибір передбачає наявність двох необхідних основних елементів, параметрів, варіюванням яких можна отримати різні варіанти створюваної структури і критерію порівняння, що дозволяє вказати кращий з вибраних варіантів.

Формалізація завдання оптимального проектування структури полягає в математичному описі основних елементів процесу вибору (варіюваних параметрів і критерію), зв'язків і обмежень, що накладаються на значення параметрів, тобто побудови математичної моделі.

Отже, перш за все, має бути виділений деякий набір показників: $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ значення яких визначають створювану структуру.

Набір чисел може бути представлений точкою в r -мірному евклідовому просторі E^r , тоді умови і обмеження, що накладаються на показники, зададуть деяку область $G \in E^r$, якій точка α повинна належати.

Критерій, по якому порівнюються варіанти, наприклад: $\alpha_1 = (\alpha_{11}, \alpha_{12}, \dots, \alpha_{1n})$ і представляється у вигляді числової функції $\Phi(\alpha) = \Phi(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n)$ від r змінних, причому вважається що α_1 краще α_2 , якщо $\Phi(\alpha_1) > \Phi(\alpha_2)$. Таким чином, задача пошуку кращого варіанту, тобто вибору найкращої комбінації показників $(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n)$ полягає в пошуку такої точки (вектора), в якій функція Φ досягає максимуму, тобт.:

$$\Phi(\alpha^*) \rightarrow \max \Phi(\alpha), \quad \alpha \in G. \quad (1)$$

Результати досліджень

У загальному випадку для того, щоб знайти оптимальний варіант, необхідно в процесі постановки задачі врахувати три види обмежень – параметричні, функціональні і критерійні.

Параметричні обмеження мають вигляд:

$$\alpha_j^* \leq \alpha_j \leq \alpha_j^{**}, \quad j=1, r, \quad (2)$$

де α_j^* – гірше значення параметра, α_j^{**} – краще значення параметра.

Функціональні обмеження можна записати у вигляді

$$C_1^* \leq f_1(\alpha) \leq C_1^{**}, \quad 1=1, t, \quad (3)$$

де $f_1(\alpha)$ – функція від α , C_1^* , C_1^{**} – обмеження нормативного вигляду, порушувати які найчастіше просто не можна.

Є локальні критерії якості – продуктивність, енергоємність і так далі. Ці критерії за інших рівних умов завжди прагнуть експримізувати.

Щоб уникнути ситуації, коли значення окремих критеріїв стають недопустимо поганими, необхідно ввести критерійні обмеження:

$$\Phi_v(\alpha) \leq \Phi_v^{**}, \quad v=1, k, \quad (4)$$

де Φ_v^{**} – гірше значення критерію, яке може бути отримане.

Різниця між критерійними і функціональними обмеженнями полягає в тому, що значення перших не є жорсткими вони залежать від фізичного змісту критеріїв і можуть переглядатися в процесі рішення задачі.

Перераховані обмеження (1) – (3) виділяють допустиму кількість D . Тобто безліч варіантів α^i рішення, що задовольняють цим обмеженням, так що $D \subset G$.

Потрібно знайти таку величину $P \subset D$, для якої

$$\Phi(P) = \min \Phi(\alpha), \quad \alpha \in D, \quad (5)$$

де $\Phi(\alpha) = (\Phi_1(\alpha), \dots, \Phi_k(\alpha))$ вектор критеріїв.

Після рішення даної задачі має бути визначений вектор $\alpha^0 \in P$, що є найбільш важливим із усіх векторів множини P . У тих випадках коли не всі основні критерії якості можуть бути формалізовані, оптимальне рішення слід шукати на всій множині D .

Отже, в загальному вигляді математичною моделлю вибору оптимального складу техніки, технічних засобів можна вважати сукупність цільової функції (критерію) і обмежень.

Задача оптимального проектування полягає у виборі вектора, що задовольняє всім обмеженням і що максимізував функцію $\Phi(\alpha)$ [2].

Запропонований алгоритм передбачає вирішення ряду часткових задач із залученням математичного апарату.

На підставі військово-технічних вимог до техніки, механізмів і засобів, необхідно визначити номенклатуру показників якості і параметрів для проведення порівняльного аналізу по вибраному критерію ефективності.

Визначення значень показників якості дозволяє встановити параметри комплексів, що впливають на величину критерію ефективності і підлягають розгляду при порівняльному аналізі.

Параметром можна вважати будь-яку постійну для даної машини величину, яка характеризує суттєву властивість, що відрізняє машину або процес від інших подібних до них. Інакше кажучи, параметри машини є числовими характеристиками їх якостей, що виділяють конкретну машину (комплекс) із безлічі типів і що визначає ефективність використання її в конкретних умовах.

Проаналізувавши роботи військових авторів [2, 3, 4, 5], що дають оцінку технічним засобам за певними властивостями, нескладно прийти до висновку, що всі вони єдині у визначенні найважливіших властивостей техніки Держспецтрансслужби: продуктивність, мобільність, універсальність, надійність, економічність, питома енергоємність, рівень механізації, питома трудомісткість.

Таким чином, аналіз комплексів в даній статті проводиться за 8 певними показниками, а критерій ефективності у загальному вигляді можна виразити як

$$K^* = f(\Pi, M, K_y, K_n, K_m, ПЗУ, N, Э) \rightarrow \max \quad (6)$$

де K^* – критерій ефективності техніки Π - змінна продуктивність (м/зміну); M - показник мобільності (ч); K_y - коефіцієнт універсальності; K_n - коефіцієнт надійності; K_m - коефіцієнт, що характеризує рівень механізації; $ПЗУ$ (наприклад для колійної техніки) – приведені затрати на укладання 1 км колії; N - питома трудомісткість робіт (люд./дн); $Э$ - питома енергоємність.

Серед даних показників і параметрів є детерміновані і імовірнісні величини. З метою отримання кількісних значень, важливо мати приватні методики їх визначення.

Визначення чисельних значень приватних показників комплексів пов'язано з констатацією детермінованих і отриманням прогнозованих даних. Їх джерелами можуть служити результати: розрахунків, випробувань, використання машин, проведення навчань і експериментальних робіт із створення нової техніки.

З восьми прийнятих часткових показників розглянемо визначення показника мобільності техніки, механізмів(комплексів).

Під показником мобільності розуміється здатність машини (комплексу) переміститися на новий об'єкт і приступити до виконання завдання. Загалом показник мобільності має вигляд

$$M = \frac{M(L)}{M(V)} - t_3 - t_4, \quad (7)$$

Можна проаналізувати ефективність даного комплексу за показником мобільності, спрямувавши M_k до min.

При визначенні показника мобільності для універсального комплексу, використовуємо вираз

$$M = \sum M_i \cdot k_j, \quad (8)$$

де M_i – показник мобільності кожної провідної машини; k_j – коефіцієнт використання машини, залежно від способу виконання робіт.

Для розрахунку показника мобільності необхідно визначитися із ступенем впливу випадкових величин, що входять у вираз (8). Показник мобільності є лінійною функцією двох випадкових величин і, отже, легко можна отримати дисперсію

$$M(M) = \Pi \cdot M(T_0) - \frac{\Pi}{V} M(L) - \Pi(t_3 + t_4), \quad (9)$$

$$D(M)_{T_0L} = \Pi^2 D(T_0) - \frac{\Pi^2}{V^2} D(L) + 2 \frac{\Pi^2}{V} \cdot K_{T_0L}, \quad (10)$$

де K_{T_0L} - кореляційний момент величин T_0 і L .

Обчислюємо за найбільш типовими числовими характеристиками T_0 і L кореляційний момент K_{T_0L} .

Коефіцієнт кореляції величин T_0 і L

$$r_{T_0L} = \frac{K_{T_0L}}{\sigma_{T_0} \cdot \sigma_L}. \quad (11)$$

Отже, між величинами T_0 і L є позитивна кореляція і досить тісна лінійна залежність.

По певній дисперсії $D(M)$ можна визначити середнє квадратичне відхилення σ_M і його відносне значення (коефіцієнт варіації), дорівнює

$$\Delta\sigma_M = \frac{\sigma_M}{M(M)}. \quad (12)$$

, що числові характеристики M як системи випадкових T_0 і L залежать від значень постійних величин Π і V .

За даними розрахунків, можна зробити ви-

сновок, що зміни величини продуктивності не позначаються на величині відносного середнього квадратичного відхилення і це відхилення є порівняно стійким при найрізкіших коливаннях значень P і V .

Отже, значення показника мобільності достатньо стійкі при коливаннях величин T_0 і L і, тому за початкові дані для розрахунків можна приймати будь-які величини T_0 і пов'язані з ними дальності переміщення машин.

Висновок

Таким чином, використовуючи методику визначення часткових показників (в даному випадку мобільності), можна отримати їх кількісне значення для порівняння зразків техніки, механізмів (комплексів) між собою і ухвалення рішень.

Вирахувавши значення K^* – (критерій ефективності) для кожного з них, можна визначити розрахункове значення ефективності кожного зразку техніки, механізму (комплексу) по відношенню до табельного.

Коротко представлена методика дозволить з більшою ефективністю підійти до формування табельного штату техніки, механізмів і комплексів об'єднаних загонів. Обґрунтовані і розраховані параметри дозволять не лише вибрати найбільш ефективнішу і модернізованішу техніку і механізми з тих, що випускаються на сьогоднішній день, але і можуть бути покладені в основу технічних завдань на розробку перспек-

тивних технічних зразків для Державної спеціальної служби транспорту.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Мальков, М. І. Державна спеціальна служба транспорту – складова частина Воєнної організації держави [Текст] / М. І. Мальков. – К.: Наука і оборона. – 2004. – № 4. – с. 18.
2. Сендецкий, Н. Н. Обоснования методики определения показателя мобильности комплекса для сборки и укладки железнодорожного пути [Текст] / Н. Н. Сендецкий / К.: Центральный научно-исследовательский институт вооружения и военной техники Вооруженных Сил Украины – К.: 2006 – Материалы научной конференции. – № 4. – с. 34–37.
3. Вентлець, Е. С. Дослідження операцій задачі, принципи, методологія [Текст] / Е. С. Вентлець. – М.: Наука, 1988. – 206 с.
4. Гермейер, Ю. Б. Введення в теорію дослідження операцій [Текст] / Ю. Б. Гермейер. – М.: Наука, 1971. – 382 с.
5. Завадський, Е. К. Системотехнічеська оцінка технологічних вирішень будівельного виробництва [Текст] / Е. К. Завадський. – Л.: Стройиздат, 1991. – 256 с.
6. Соболев, І. М. Вибір оптимальних параметрів в задачах із багатьма критеріями [Текст] / І. М. Соболев, Р. Б. Стадников. – М.: Наука, 1981. – 111 с.

Надійшла до редколегії 30.07.2012.

Прийнята до друку 13.08.2012.

О. П. БАРАНОВ (Администрация Государственной специальной службы транспорта, Киев), С. А. ЯКОВЛЕВ, И. Є. КРАМАР, А. И. ШАПТАЛА (ДИИТ)

КОНЦЕПТУАЛЬНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ ТЕХНИКИ ГОСУДАРСТВЕННОЙ СПЕЦИАЛЬНОЙ СЛУЖБЫ ТРАНСПОРТА

В статье рассмотрены вопросы теоретического обоснования критериев методики выбора образцов мобильной универсальной техники для выполнения задач по восстановлению объектов транспортной системы Украины.

Ключевые слова: Государственная специальная служба транспорта, мобильные комплексы, критерий эффективности, методика выбора техники, показатели мобильности

O. P. BARANOV (Administration of Government special service of transport, Kyiv), S. A. YAKOVLEV, I. E. KRAMAR, A. I. SHAPTALA (Dnipropetrovsk National University of Railway Transport)

CONCEPTUAL DIRECTIONS OF DEVELOPMENT OF TECHNIQUE OF THE GOVERNMENT SPECIAL SERVICE OF TRANSPORT

In the article the questions of theoretical ground of criteria of methodology of choice of standards of mobile universal technique are considered for implementation of tasks on renewal of objects of a transport system of Ukraine

Keywords: the government special service of transport, mobile complexes, criterion of efficiency, method of choice of technique, indexes of mobility

О. П. БАРАНОВ (Адміністрація Державної спеціальної служби транспорту, Київ),
І. М. ЩОКА (ДІТ)

МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ОПТИМАЛЬНОЇ СТРУКТУРИ КОМПЛЕКТУ МАШИН МОБІЛЬНИХ ЗАГОНІВ МЕХАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА

На основі аналізу використання засобів механізації для будівництва, реконструкції, відновлення об'єктів національної транспортної системи запропонована математична модель для визначення оптимального складу спеціалізованих комплектів будівельних машин.

Ключові слова: комплексна механізація будівництва, мобільні загони механізації, Державна спеціальна служба транспорту

Вступ

Сучасні умови економічного розвитку України диктують необхідність інтенсивного використання засобів механізації для будівництва, реконструкції, відновлення об'єктів національної транспортної системи. Великі втрати капітальних вкладень при відхиленні від оптимальних рішень при проектуванні організації виробництва робіт є слідством, у тому числі, прорахунків в техніко-економічному обґрунтуванні, нерациональному виборі комплектів машин для мобільних загонів механізації. Комплексна механізація будівельного виробництва – один з головних напрямків технічного прогресу в будівництві. Вона забезпечує підвищення продуктивності праці і якості виконуваних робіт, а також знижує вартість і строки будівництва. Розвиток механізації є найважливішим завданням будівельних організацій й її вирішенню повинна бути підлегла вся організація будівельних робіт.

Росту рівня механізації сприяє насичення ринку будівельної техніки високопродуктивними машинами із широким набором виконуваних технологічних операцій, розширення наборів змінного робочого устаткування й поява ринку виробничих послуг з механізації будівельних робіт.

Основні цілі механізації – це підвищення технічного рівня виробництва, звільнення людини від важких, трудомістких і стомлюючих операцій, зниження собівартості й поліпшення якості продукції. Механізація – один з головних напрямків технічного прогресу, матеріальна сторона підвищення ефективності суспільного виробництва. Вона є умовою й засобом індустріалізації будівництва, найважливішим фактором удосконалювання технології.

По ступені оснащення виробництва маши-

нами розрізняють часткову й комплексну механізацію. В умовах часткової механізації машини й устаткування застосовують при виконанні головним чином найбільш важких і трудомістких робіт і частка ручної праці залишається значної. При комплексній механізації всі технологічні операції як основні, так і допоміжні – виконуються машинами, об'єднаними в спеціалізовані комплекти машин.

Комплексна механізація здійснюється на основі раціонального вибору машин й устаткування, що забезпечує ефективну їхню роботу у взаємопогоджуваних режимах, ув'язаних по продуктивності й умовам якісного провадження робіт.

Для виконання різного виду будівельно-монтажних робіт формуються спеціалізовані комплекти машин (СКМ), які представляють систему машин, ув'язаних по технологічному призначенню, продуктивності й основним конструктивним параметрам.

Ефективність комплексної механізації забезпечується не тільки шляхом збільшення кількості машин СКМ, але й у результаті найбільш раціонального їхнього використання в технологічному процесі.

Вибір машин для провадження робіт на даному конкретному об'єкті й режимів їхньої роботи здійснюється в проекті провадження робіт з урахуванням організаційно-технологічних рішень, закладених у проекті організації будівництва.

Постановка завдання

Для забезпечення зміцнення економічного та оборонного потенціалу держави на підставі Закону України «Про Державну спеціальну службу транспорту» затвердженого Указом Президента України від 5 лютого 2004 року № 1449-IV створена Державна спеціальна слу-

жба транспорту, одними з основних завдань якої є:

- технічне прикриття, відбудова, встановлення загороджень на об'єктах національної транспортної системи України з метою забезпечення діяльності Збройних Сил України та інших військових формувань, утворених відповідно до законів України;

- будівництво та ремонт у мирний час і в умовах воєнного стану нових та підвищення строку експлуатації і пропускної спроможності діючих об'єктів національної транспортної системи;

- відбудова транспортних комунікацій, порушених унаслідок надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру, аварій і катастроф;

- наведення, будівництво, експлуатація і ремонт (реконструкція) наплавних залізничних мостів та естакад. [1, 2].

Для виконання цих завдань у структурі Держспецтрансслужби передбачені окремі загони (коліїні, мостові, механізація), створені мобільні підрозділи для участі в ліквідації наслідків аварій та катастроф на об'єктах національної транспортної системи. Проводиться планове оснащення загонів Держспецтрансслужби сучасними мобільними технічними засобами, модульними інвентарними конструкціями, які орієнтовані на передові технології швидкісного будівництва та відновлення, переоснащення новою технікою та модернізація існуючої. [1, 2]

Практика будівництва об'єктів національної транспортної системи України загонами механізації Держспецтрансслужби показала необхідність уточнення теоретичних положень доцільності вибору комплексу будівельних машин для конкретних умов. Під час виконання завдань, які були поставлені загонам Держспецтрансслужби в період 2004 -2012 років по виконанню будівельних робіт під час реконструкції автодороги Київ – Одеса, будівництва шляхопроводу на ст. Персенківка Львівської заліз-

ниці, на об'єктах Закарпатського, Дніпропетровського, Сумського облавтодорів, реконструкції правобережної дамби на р. Тиса Закарпатської області, виявлено ряд суттєвих недоліків організаційно – штатного характеру, низьку ефективність землерийно-транспортних комплексів (ЗТК), які застосовувалися на цих об'єктах. Тому задача визначення оптимального складу спеціалізованих комплектів машин (СКМ) є актуальною.

Основний матеріал досліджень

Для визначення оптимального складу спеціалізованих комплектів машин запропонована математична модель без врахування витрат на переміщення загону механізації до місця виробництва робіт [3]. Згідно [3, 4] математична модель повинна відповідати наступним вимогам:

- бути максимально наближена до критерію ефективності;

- машини, що входять в СКМ, є залежними робочими одиницями, вся їх робота виробляється у складі СКМ і невиконання заданого об'єму робіт однією машиною веде до невиконання темпу будівництва всім комплектом машин;

- відображати господарську самостійність підприємств, що склалася на справжній момент, а значить, велику свободу дій, що робляться ними, і рішень;

- дати можливість реалізації сучасних різних технологій будівництва, у тому числі і будівельних матеріалів, що знижують витрату.

На основі парку машин організації може формуватися деяка кількість СКМ: від 1, 2, 3 до i -ої. У парку можуть бути машини різного A, \dots, X функціонального призначення.

Створення моделі починається з формалізації темпу будівництва [1]. У загальному випадку темп будівництва для i -х СКМ визначають за наступною формулою:

$$T = \min \left[\sum_1^A (P_i^A n_i^A); \sum_1^B (P_i^B n_i^B); \sum_1^C (P_i^C n_i^C); \dots \sum_1^X (P_i^X n_i^X) \right] \quad (1)$$

при цьому $\left(\sum_1^{A \dots X} P_i^{A \dots X} n_i^{A \dots X} \right) \geq T$,

де $1, \dots, i$ – індекс комплекту машин; A, \dots, X – індекс функціонального призначення машини; $P_i^{A \dots X}$ – годинна експлуатаційна продуктивність машини одного конкретного функціонального призначення і типорозміру; $n_i^{A \dots X}$ – кі-

лькість машин в СКМ кожного функціонального призначення i -го типорозміру; T – темп будівництва ($m^3/ч$, $t/ч$ і т. п.).

З формули (1) видно, що реальний темп комплекту дорівнює сумарній продуктивності машин з єдиним функціональним призначен-

ням що мають найменшу в технологічному процесі сумарну продуктивність. Вона формалізує визначення темпу при деякій заданій структурі загону. Це всього лише формальний

підхід до опису темпу будівництва. Результат (продукція), який створює СКМ за одну годину роботи, можна розрахувати по формулі (грн.)

$$R_{скм} = \sum_1^A (\Pi_i^A n_i^A) R_A + \sum_1^B (\Pi_i^B n_i^B) R_B + \sum_1^C (\Pi_i^C n_i^C) R_C + \dots + \sum_1^X (\Pi_i^X n_i^X) R_X, \quad (2)$$

де R_X – вартість одиниці продукції, грн/м³, грн/т і так далі, яка створена машинами одного функціонального призначення.

При визначенні ефективності використання в технологічному процесі того або іншого СКМ доцільне в таких випадках враховувати витрати на будівельні матеріали (щебінь, гравій, асфальтобетонні суміші і ін.). Витрати на придбання будівельного матеріалу, що витрачається за одну годину роботи СКМ (грн.), визначають:

$$3^M = q_i \Pi_i^M \quad (3)$$

$$3_{експ} = \sum_1^A (n_i^A C_i^A) + \sum_1^B (n_i^B C_i^B) + \sum_1^C (n_i^C C_i^C) + \dots + \sum_1^X (n_i^X C_i^X), \quad (4)$$

де $C_i^{A, \dots, X}$ – собівартість машино-години машин одного функціонального призначення, грн/ч.

де Π_i^M – вартість матеріалу в одиниці продукції i -го СКМ, грн.; q_i – кількість матеріалу, що витрачається за одну годину роботи СКМ, м³ (т, кг). Витрати на експлуатацію машин складаються з множення вартості однієї машино-години роботи машин на кількість таких машин. При цьому для формалізації процесу доцільно машини згрупувати по функціональному призначенню. Витрати на експлуатацію СКМ можуть бути визначені по наступній формулі:

$$3_{пер} = \sum_1^A (n_i^A D_i^A) + \sum_1^B (n_i^B D_i^B) + \sum_1^C (n_i^C D_i^C) + \dots + \sum_1^X (n_i^X D_i^X), \quad (5)$$

де $D_i^{A, \dots, X}$ – вартість години переміщення машин одного функціонального призначення, грн/ч. Частковий ефект від роботи i -го СКМ

Пропонується враховувати витрати на переміщення загону механізації до об'єкту робіт аналогічно витратам на експлуатацію машин.

протягом однієї години може бути отриманий таким чином:

$$Z_i = R_{скм} - 3^M - 3_{експ} - 3_{пер} \quad (6)$$

Використовуючи формули (1-6), складемо узагальнювальну модель розрахунку ефектив-

ної структури парку машин мобільних загонів механізації будівництва

$$\min \left[\sum_1^A (\Pi_i^A n_i^A); \sum_1^B (\Pi_i^B n_i^B); \sum_1^C (\Pi_i^C n_i^C); \sum_1^X (\Pi_i^X n_i^X) \right] (R_{скм} - 3^M) - \left[\sum_1^A (n_i^A C_i^A) + \sum_1^B (n_i^B C_i^B) + \sum_1^C (n_i^C C_i^C) + \dots + \sum_1^X (n_i^X C_i^X) \right] - \left[\sum_1^A (n_i^A D_i^A) + \sum_1^B (n_i^B D_i^B) + \sum_1^C (n_i^C D_i^C) + \dots + \sum_1^X (n_i^X D_i^X) \right] = Z_i \quad (7)$$

Висновки

У моделі (7) приведені допущення (обмеження), які дозволяють запобігти появі помилок.

По-перше, число машин деякого функціонального призначення, які використовуються в створених СКМ, має бути менше або дорівнює кількості таких машин в парку (включаючи

отримані по орендних операціях машини).

По-друге, у всіх комплектах кількість машин будь-якого функціонального призначення і будь-якого типорозміру не може бути дробовим числом. У моделі не враховані витрати на розгортання і згортання польових парків машин. Не врахований також ризик втрат ресурсів в

ході робіт в несприятливих умовах.

Розроблена математична модель (7) дозволяє врахувати при оптимізації структури СКМ мобільних загонів механізації Будівництва значну кількість важливих чинників, що робить її ефективним інструментом управління виробництвом робіт.

СПИСОК ВИКОРИСТОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Про Державну спеціальну службу транспорту: Закон України №1449-IV від 5 лютого 2004 р. [Текст].
2. Про затвердження Програми формування та розвитку Державної спеціальної служби транспорту: Постанова Кабінету Міністрів України № 939 від 21 вересня 2005 р. [Текст].
3. Пермяков, В. Б. Комплексная механизация строительства [Текст] / В. Б. Пермяков –М.: Высш.шк., 2005. – 383 с.
4. Максименко, А. Н. Эксплуатация строительных и дорожных машин [Текст] / А. Н. Максименко. – СПб.: БХВ-Петербург, 2006. – 400 с.
5. Евдокимов, В. А. Механизация и автоматизация строительного производства [Текст]: учеб. пособие для вузов / В. А. Евдокимов. – Л.: Стройиздат, 1985. – 195 с.
6. Кудрявцев, Е. М. Комплексная механизация, автоматизация и механовооруженность строительства [Текст]: учеб. для вузов / Е. М. Кудрявцев. – М.: Стройиздат, 1989. – 245 с.
7. Вербицкий, Г. М. Комплексная механизация строительства [Текст]: учеб. Пособие / Г. М. Вербицкий. – Хабаровск: Изд-во Тихоокеан. гос. ун-та, 2006. – 274 с.

Надійшла до редколегії 30.07.2012.

Прийнята до друку 13.08.2012.

О. П. БАРАНОВ (Администрация Государственной специальной службы транспорта, Киев), И. Н. ЩЕКА (ДИИТ)

МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ОПТИМАЛЬНОЙ СТРУКТУРЫ КОМПЛЕКТА МАШИН МОБИЛЬНЫХ ОТРЯДОВ МЕХАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА

На основе анализа использования средств механизации для строительства, реконструкции, восстановления объектов национальной транспортной системы предложена математическая модель для определения оптимального состава специализированных комплектов строительных машин.

Ключевые слова: комплексная механизация строительства, мобильные отряды механизации, Государственная специальная служба транспорта

O. P. BARANOV (Administration of Government special service of transport, Kyiv), I.N. SHCHEKA (Dnipropetrovsk National University of Railway Transport)

MATHEMATICAL MODEL OF OPTIMAL STRUCTURES WITH THE MACHINE MOBILE SQUAD BUILDING MECHANIZATION

Based on the analysis of the use of mechanical means for the construction, reconstruction, rehabilitation facilities of the national transport system a mathematical model to determine the optimal composition of specialized sets of Building machinery.

Keywords: complex mechanization buildings, mobile units mechanization, the government special service of transport

ПЕРЕВАГИ ЗАСТОСУВАННЯ ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЇ НА ОСНОВІ МОДИФІКОВАНОГО ПІНОСКЛА ПІД ЧАС РЕКОНСТРУКЦІЇ ТА БУДІВНИЦТВА БУДІВЕЛЬ, ЩО ЕКСПЛУАТУЮТЬСЯ НА ЗАЛІЗНИЦЯХ

В статті розглянуті екологічні та експлуатаційні переваги теплоізоляції на основі піноскла. Описаний вплив різних факторів, таких як деформація, окислення, ерозія, перепади температури, а також показані такі властивості, як негорючість, екологічна, санітарна, хімічна і біологічна безпека.

Ключові слова: теплоізоляція, піноскло, деформація, окислення, ерозія, структура

Вступ

У сучасній будівельній індустрії гостро поставлені питання енерго- і ресурсозбереження. В Україні 45 % загального споживання енергоресурсів доводиться на теплопостачання будівель. В середньому в країні багатоповерхові будівлі споживають 450 кВт год/м² тепла в рік, а дома котеджного типу близько 800 кВт год/м² в рік. Для порівняння в Швеції будинки котеджного типу споживають близько 135 кВт год/м² тепла в рік. Одним з найбільш ефективних вирішень цієї проблеми, є зниження втрат тепла через захисні конструкції будівель, споруд і тепломреж тощо. Для цього необхідна розробка і застосування ефективних теплоізоляційних матеріалів і одним із таких матеріалів є піноскло. Гарантований строк експлуатації виробів з піноскла, на протязі якого зберігаються значення фізичних характеристик матеріалу, перевищує 100 років.[1, 2]

Результати досліджень

При проведенні досліджень об'єктів, утеплених піносклом більше 50 років тому, було встановлено, що структура піноскла істотно не змінилася. Зважаючи на недоступність теплоізоляційного матеріалу після завершення будівельних робіт, збереження теплоізоляційних властивостей матеріалу впродовж всього існування будівлі є особливо важливою задачею. Піноскло, завдяки своїм властивостям не схильне до впливу активних факторів, що проявляють себе з часом, а отже не схильне до старіння. Висока довговічність піноскла забезпечується стійкістю до наступних факторів:

1. Деформація. Піноскло не деформується і достатньо міцний для своєї щільності матеріал, що унеможливує його усадку, провисання і інші подібні наслідки тривалої дії сили тяжіння і механічних навантажень.

2. Окислення. Активний кисень, що міститься в атмосфері, не впливає на піноскло, оскільки цей матеріал складається із вищих оксидів кремнію, натрію, кальцію, магнію, алюмінію.

3. Ерозія. В своїй структурі піноскло не має розчинних компонентів, тому розчинення і розмив матеріалу водою не відбувається.

4. Перепади температури навколишнього середовища. Піноскло має низький коефіцієнт лінійного температурного розширення, що дозволяє без наслідків для структури матеріалу переносити добові і річні коливання температури.

5. Замерзання води. Вода, що знаходиться в тріщинах матеріалів, при замерзанні має руйнівну дію внаслідок розширення. В той же час піноскло є таким матеріалом, що складається із замкнених осередків. Така структура виключає попадання води всередину матеріалу, тому розширення води при замерзанні не руйнує піноскло.

6. Вплив біологічних форм. Завдяки тому, що піноскло повністю складається з скла воно не живильним середовищем для грибка, і мікроорганізмів, тому активність біологічних форм не шкоди структурі матеріалу протягом часу.

Піносклом є матеріал, що складається з герметично замкнених сферичних і гексагональних осередків (рис. 1).

Така структура матеріалу виключає взаємодію газового середовища осередків атмосферою і сприяє незмінності в часі характеристик матеріалу. Мається на увазі відсутність зміни під час експлуатації матеріалу таких параметрів виробів піноскла, як теплопровідність, міцність, стійкість, форма і т. д.

На території колишнього СРСР, а також в Європі і Північній Америці піноскло, як теплоізоляційний матеріал, застосовується більше 50

років. Результати лабораторних випробувань, виміри фізико-технічних параметрів виробів піноскла, взятих будівельних конструкцій з терміном експлуатації, що обчислюється 40...50 роками, показали, що характеристики піноскла практично не змінилися, оскільки результати випробувань практично не відрізнялися від значень.



Рис. 1. Структура піноскла

Актуальність тривалого збереження значень параметрів теплоізоляції під час експлуатації будівель і споруд має в сучасному будівництві одне з першорядних значень. Це обумовлено підвищеними вимогами споживачів, що пред'являються до експлуатаційних якостей всієї будівлі або споруди, гарантії їх незмінності в часі, так і прогресом архітектури конструкцій будівель, де витрати на капітальний ремонт і заміну теплоізоляційного матеріалу, що втратив свої властивості, близькі до витрат на будівництво.

Скло, якого на 100 % складається піноскло, не руйнується під дією хімічних речовин (за винятком плавикової кислоти), не являється живильним середовищем для грибка, і мікроорганізмів, «непрохідне» для комах і гризунів і є ідеальним бар'єром для подібних шкідників. Це особливо важливо при використанні піноскла в замкнутому, невентильованому просторі покривель, стін, цоколя і фундаменту.

Піноскло хороший абразивний матеріал. В природі немає біологічних форм, здатних точити абразив, не наносячи шкоди самій собі. Завдяки цій властивості піноскло можна використовувати при теплозахисті зернохосвищ, промислових харчових холодильників, складів тощо, де окрім теплоізоляції створюється надійний бар'єр на шляху шкідників.

Піноскло негорючий і неадсорбуючий матеріал, не містить органічні компоненти, що оки-

слюються. Завдяки своєму складу, при нагріванні до високих температур воно лише плавиться, як звичайне скло, без виділення газів або пару. Внаслідок цього піноскло здатне забезпечити відмінний протипожежний захист ізольованих об'єктів.

Екологічна і санітарна безпека піноскла дозволяє здійснювати утеплення огорожуючих конструкцій не тільки для приміщень, в яких необхідна підвищена чистота повітря (будівлі освітнього і медичного призначення, спортивні споруди; музеї; високотехнологічні виробництва і тому подібне), але і для будівель спеціальними санітарно-гігієнічними вимогами (харчова і фармакологічна промисловість; лазні і сауни; басейни; ресторани, їдальні і т. п.).

Необхідні розміри і форми виробів піноскла легко отримати обробкою звичайними столярними інструментами: пили, абразиви і т. п. Матеріали на основі піноскла зв'язуються і склеюються поширеними типами і видами будівельних клеїв, цементних сумішей тощо. Все це дозволяє здійснювати монтаж піноскла із застосуванням різних варіантів кріплення. Обумовлено це тим, що прилипання відбувається не стільки за рахунок адгезії (яка також присутня), а за рахунок розвиненої поверхні піноскла і механічного зчеплення поверхонь за допомогою твердіючого складу.

Висновки

Як показали дослідження основним недоліком є те, що виготовлення піноскла вимагає значних енерговитрат. Розробка ефективних модифікуючих добавок, а також удосконалення технології дає можливість знизити енерговитрати на виробництво модифікованого піноскла. Саме цьому питанню присвячені дослідження, які проводяться в ГНДЛ «Матеріали та будівлі для залізничного транспорту» Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. Отримані в результаті досліджень матеріали не поступаються за своїми фізико-механічними характеристиками класичному піносклу і при цьому дозволяють економити енергоресурси при їх виготовленні. Дані матеріали рекомендуються для використання як ефективний теплоізоляційний матеріал в будівлях що експлуатуються на залізницях (вокзальні приміщення, пункти охорони мостів та ін.).

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Теплоизоляционные изделия на основе алюмо-силикатного сырья [Текст] / А. Н. Пшынко

- и др. //Залізничний транспорт України. – 2005. – № 2. – С. 64-66.
2. Анализ технологий производства пеностекла [Текст] /А. Н. Пшинько и др. // Залізничний

транспорт України. – 2010. – № 31. – С. 159-163.

Надійшла до редколегії 01.03.2012.
Прийнята до друку 15.03.2012.

А. В. КРАСНЮК, А. С. ЩЕРБАК (ДИИТ)

ПРЕИМУЩЕСТВА ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ НА ОСНОВЕ МОДИФИЦИРОВАННОГО ПЕНОСТЕКЛА ВО ВРЕМЯ РЕКОНСТРУКЦИИ И СТРОИТЕЛЬСТВА СООРУЖЕНИЙ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ НА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГАХ

В статье рассмотрены экологические и эксплуатационные преимущества теплоизоляции на основе пено-стекла. Описано влияние различных воздействий, таких как деформация, окисление, эрозия, перепады температуры, атак же показаны такие свойства, как негорючесть, экологическая, санитарная, химическая и биологическая безопасность.

Ключевые слова: теплоизоляция, пеностекло, деформация, окисление, эрозия, структура

A. V. KRASNYUK, A. S. SHCHERBAK (Dnipropetrovsk National University of Railway Transport)

ADVANTAGES OF THE USE OF HEAT-INSULATION ON BASIS OF THE MODIFIED FOAMGLASS DURING RECONSTRUCTION AND BUILDING OF BUILDINGS ON-THE-ROAD ON RAILWAYS

In the article ecological and exploitation advantages of heat-insulation is considered on the basis of foam glass. Influence of different influences is described, such as deformation, oxidization, erosion, over falls of temperature, attacks such properties is rotined, as no burning, ecological, sanitary, chemical and biological safety.

Keywords: heat-insulation, foam glass, deformation, oxidization, erosion, structure

К ВОПРОСУ О ВЫЯВЛЕНИИ ТРЕЩИН В ТРАНСПОРТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Исследуется влияние усталостной трещины на динамические характеристики транспортной конструкции с помощью математической модели, построенной с использованием обобщенных функций.

Ключевые слова: усталостная трещина, упругий шарнир, обобщенные функции

Усталостная трещина является одним из наиболее распространенных видов повреждений, возникающих в процессе эксплуатации транспортных конструкций. Основное направление исследований по динамике конструкций с трещинами связано с идентификацией трещин и их локализацией по изменению динамических характеристик конструкции по сравнению с цельной конструкцией. В работе [1] на примере опертой балки показано, что наличие в конструкции трещины и ее местоположение легче обнаружить путем прикрепления небольшой дополнительной сосредоточенной массы, за счет чего происходит более существенное изменение частот и форм колебаний. В данной работе эта задача решается аналитически с помощью обобщенных функций.

Одной из математических моделей усталостной трещины в стержневых конструкциях есть представление ее в виде упругого шарнира [2, 3]. На рис. 1,а приведена балка с трещиной. Здесь x_T – координата расположения трещины; L – длина балки; h – высота балки, а h_T – глубина трещины.

На рис. 1, б приведена физическая модель балки с трещиной. Она моделируется двумя стержневыми сегментами, соединенными между собой устройством в виде упругого шарнира, препятствующего повороту сегментов относительно друг друга. Жесткость упругого шарнира k_T равна величине момента M , который необходимо приложить к соединительному устройству, чтобы угол поворота сегментов балки относительно друг друга был равен единице.

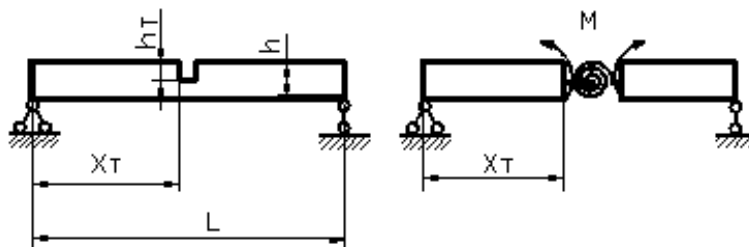


Рис. 1. а) – расположение трещины б) – физическая модель балки с трещиной

Жесткость упругого шарнира в работе находится численно с помощью конечно-элементной модели балки с трещиной. Трещина моделируется поперечным разрезом определенной глубины. Изменение угла поворота сечений по обе стороны от трещины ($\Delta\theta$) в зависимости от глубины трещины (h_T), в виду его малости, определяется как отношение разницы Δ_x горизонтальных перемещений верхних узлов конечно-элементной модели балки по обе стороны разреза к высоте поперечного сечения ($\Delta\theta = \Delta_x / h$). Тогда жесткость упругого шарнира $k_T = M / \Delta\theta$.

В качестве примера рассматривается шарнирно-опертая коробчатая балка сечением 40×80 мм с толщиной стенки 2 мм. Длина – 3,9 м, а погонная масса – 3,62 кг/м [1].

На рис. 2 приведен график изменения жесткости упругого шарнира, деленной на изгибную жесткость балки (k_T / EI), в зависимости от относительной глубины трещины ($\Gamma = h_T / h$), полученный с помощью конечно-элементной модели. Необходимо отметить, что коэффициент жесткости упругого шарнира не зависит от местоположения трещины и способа закрепления концов балки.

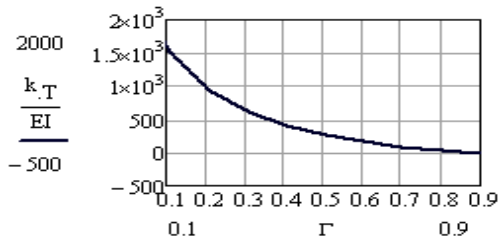


Рис. 2. График изменения жесткости упругого шарнира

Решение этой задачи находим с помощью применения обобщенных функций. Рассмотрим свободные колебания балки несущей сосредоточенную массу при наличии трещины. Пусть трещина находится в сечении $x = x_T$, а сосредоточенная масса M в сечении $x = x_M$. Дифференциальное уравнение форм собственных колебаний имеет следующий вид

$$[EI(x)X_k'''] - m(x)v_k^2 X_k = 0, \quad (1)$$

где $m(x) = m_0 + M\sigma_1(x - x_M)$, а $\sigma_1(x - x_M)$ – импульсивная функция первого порядка или δ -функция Дирака.

Заменим уравнение (1) системой следующих уравнений [4]

$$X_k'' = \frac{I_0}{I(x)} z, \quad EI_0 z_k'' = m(x)v_k^2 X_k, \quad (2)$$

где $z = -\frac{M(x)}{EI_0}$ – «масштабированный» изгибающий момент.

В общем случае, перемещение $X_k(x)$ может быть представлено в виде

$$X_k(x) = X_k^* + \Delta X_k'(x_T)(x - x_T)\sigma_0(x - x_T), \quad (3)$$

где X_k^* – некоторая функция, имеющая непрерывную первую производную по x ; $\Delta X_k'(x_T) = X'(x_T + 0) - X'(x_T - 0)$ – взаимный угол поворота сечений слева и справа от трещины (упругого шарнира), а

$$\Delta X_k'(x - x_T)\sigma_0(x - x_T) = \begin{cases} \Delta X_k'(x - x_T) & \text{при } x > x_T \\ 0 & \text{при } x \leq x_T \end{cases}$$

Тогда $X_k(x)$ есть непрерывная в сечении $x = x_T$ функция. Дифференцируя соотношение (3) дважды по x , получаем

$$X_k'' = X_k'' + \Delta X_k''(x_T)\sigma_1(x - x_T).$$

Подставляя это выражение в равенство (2), находим

$$\frac{I_0}{I(x)} = \frac{X_k''}{z} + \frac{1}{z} \Delta X_k'(x_T)\sigma_1(x - x_T).$$

При $x \neq x_T$ $I(x) = I_0$, поэтому $\frac{X_k''}{z} = 1$. В силу непрерывности z в точке $x = x_T$ и на основании фильтрующего свойства δ -функции Дирака

$$\frac{\sigma_1(x - x_T)}{z(x)} = \frac{\sigma_1(x - x_T)}{z(x_T)}.$$

Но

$$\frac{\Delta X_k'(x_T)}{z(x_T)} = \frac{EI_0}{k_T},$$

где k_T – жесткость упругого шарнира моделирующего трещину. Поэтому

$$EI(x) = EI_0 \left[1 + \frac{EI_0}{k_T} \sigma_1(x - x_T) \right]^{-1}. \quad (4)$$

Таким образом, изгибная жесткость равна EI_0 всюду, кроме сечения $x = x_T$. В этом сечении она имеет сосредоточенное включение определяемое выражением (4). На основании уравнения (2)

$$X_k'' = \left[1 + \frac{EI_0}{k_T} \sigma_1(x - x_T) \right] z,$$

или, в силу непрерывности z в сечении $x = x_T$

$$X_k'' = z + \frac{EI_0}{k_T} z(x_T)\sigma_1(x - x_T).$$

Дифференцируя дважды это соотношение и подставляя на основании второго уравнения (2)

$$z'' = \frac{v_k^2}{EI_0} (m_0 + M\sigma_1(x - x_M))X_k(x)$$

получаем дифференциальное уравнение форм свободных колебаний балки несущей сосредоточенную массу при наличии трещины

$$\begin{aligned} X_k^{IV} - k_k^4 X_k &= \\ &= \frac{Mv_k^2}{EI_0} X_k(x_M)\sigma_1(x - x_M) + \\ &+ \Delta X_k'(x_T)\sigma_3(x - x_T), \end{aligned} \quad (5)$$

где $k_k^4 = \frac{m_0 v_k^2}{EI_0}$, а $\sigma_3(x-x_T)$ – импульсивная функция третьего порядка.

Решение уравнения (5) находится с помощью преобразования Лапласа.

Рассмотрим шарнирно-опертую балку. Будем полагать, что сосредоточенная масса находится справа от трещины ($x_T < x_M$). Исключив промежуточные параметры, получим выражение $X_k(x)$, которое будет иметь разрыв непрерывности I-го рода только при $x = x_T$.

Для составления характеристического уравнения используем граничные условия на правом конце балки $X_k(L) = X_k''(L) = 0$.

В качестве проверки приведенной математической модели балки с сосредоточенной массой, рассмотрим случай, когда сосредоточенная масса расположена на середине длины, а погонная масса балки уменьшается на 5 порядков,

т.е. принимается практически равной нулю. Изгибная жесткость балки при этом остается без изменений. В этом случае балка превращается в систему с одной степенью свободы. Частота колебаний балки в этом случае лишь на 0,2 % отличается от решения, найденного для системы с 1-й степенью свободы.

В табл. 1 приведены круговые частоты колебаний балки с трещиной различной относительной глубины при отсутствии сосредоточенной массы. Здесь $\ell_T = x_T / \ell$ – относительная координата трещины, а Γ – ее относительная глубина. При $\Gamma=0,01$ трещина была на толщину коробчатой балки. В табл. 2 приведены низшие частоты балки с трещиной относительной глубины $\Gamma=0,333$ и с дополнительной массой равной 5 % от массы балки, при различных положениях трещины и дополнительной массы.

Таблица 1

Круговые частоты колебаний балки с трещиной при отсутствии сосредоточенной массы

№ частот	Балка без трещины	Балка с трещиной							
		$\ell_T = 0,25$				$\ell_T = 0,5$			
		Γ				Γ			
		0,01	0,31	0,51	0,7	0,01	0,31	0,51	0,7
1	17,73	17,73	17,72	17,72	17,7	17,73	17,73	17,72	17,68
2	70,92	70,92	70,88	70,83	70,67	70,92	70,92	70,92	70,92
3	159,6	159,6	159,5	159,4	158,9	159,7	160,6	162,1	168
4	283,7	283,7	283,7	283,7	283,7	283,7	283,7	283,7	283,7

Таблица 2

Низшие частоты балки с трещиной при различных положениях трещины и дополнительной массы

№ частот	Нет трещины, нет массы	Балка с трещиной ($\Gamma=0,31$) и дополнительной массой ($M = 0,05mL$)							
		Нет трещины, есть масса		Есть трещина, нет массы		Есть трещина, есть масса			
		$\ell_M = 0,25$	$\ell_M = 0,5$	$\ell_T = 0,25$	$\ell_T = 0,5$	$\ell_T = 0,25$ $\ell_M = 0,25$	$\ell_T = 0,25$ $\ell_M = 0,5$	$\ell_T = 0,5$ $\ell_M = 0,5$	$\ell_T = 0,5$ $\ell_M = 0,75$
1	17,73	17,17	16,91	17,72	17,73	17,17	16,9	16,9	17,32
2	70,92	68,08	70,9	70,88	70,92	68,04	70,87	70,9	67,75
3	159,6	158,9	152,7	159,5	160,6	158,8	152,7	153,7	155,6
4	283,7	279,3	283,5	283,7	283,7	279,4	283,3	283,2	288,4

Из полученных результатов можно сделать следующие выводы:

1. Изменение частот и форм колебаний конструкции зависит от местоположения трещины. При малых трещинах частоты и формы колебаний изменяются незначительно. Если трещина находится в «пучности» колебаний, то соответствующая частота и форма колебаний изменяются на «максимальную» для данного размера дефекта величину. Нахождение трещины в «узле» колебаний не приводит к изменению соответствующей частоты и формы колебаний.

2. Наличие сосредоточенной массы на конструкции более заметно изменяет частоты и формы колебаний.

3. При наличии на конструкции с малой трещиной дополнительной сосредоточенной массы, изменение частот и форм колебаний происходит в основном за счет влияния дополнительной массы. При средней или большой трещине наличие даже небольшой дополнительной массы заметно изменяет частоты и формы собственных колебаний по сравнению с частотами колебаний балки с такой же дополнительной массой, но без трещины. Причем чем ближе дополнительная масса к трещине, тем большие наблюдаются изменения.

4. На основе сопоставления линий влияния дополнительной массы на динамические характеристики конструкции, определенные при введении ее в эксплуатацию и при исследовании технического состояния, можно более достоверно определить трещину и ее месторасположение [1].

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Редченко, В. П., Дослідження проблеми виявлення дефектів мостів методами вібродіагностики [Текст] / В. П. Редченко, Ю. В. Крючков, Т. В. Редченко. – Д., 2011.
2. Бересневич, В. И. Сопоставительный анализ математических моделей усталостной трещины [Текст] / В. И. Бересневич // Вестник научно-технического развития, НТГ, № 12(28). – 2009. – С. 12–18.
3. Bannios, Y. Identification of cracks in single and double – cracked beams using mechanical impedance [Текст] /Y. Bannios, E. Douka, A. Trochidis // Proc.X Intern. Congress on sound and vibration, 2003, Stockholm, Sweden. – P. 1267–1274.
4. Лазарян, В. А., Обобщенные функции в задачах механики [Текст] / В. А. Лазарян, С. И. Кошаченко. – К., Наук. думка, 1974. – С. 190.

Поступила в редколлегию 09.07.2012.

Принята к печати 23.07.2012.

А. А. БРИНЗА (ДПТ)

ДО ПИТАННЯ ПРО ВИЯВЛЕННЯ ТРІЩИН У ТРАНСПОРТНИХ КОНСТРУКЦІЯХ

Досліджується вплив втомної тріщини на динамічні характеристики транспортної конструкції за допомогою математичної моделі, побудованої з використанням узагальнених функцій.

Ключові слова: втомна тріщина, пружний шарнір, узагальнені функції

A. A. BRINZA (Dnipropetrovsk National University of Railway Transport)

ON THE VEHICLE IDENTIFICATION OF CRACKS IN STRUCTURES

The effect of fatigue cracks on the dynamic characteristics of the transport structure through a mathematical model constructed by using generalized functions.

Keywords: fatigue crack, the elastic hinge distributions

Ю. Л. ВИННИКОВ, М. О. ХАРЧЕНКО, В. І. МАРЧЕНКО (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка)

РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТНОЇ ПЛИТИ СИЛОСІВ НА АРМОВАНІЙ СТОХАСТИЧНІЙ ОСНОВІ

Визначено допустиму нерівномірність завантаження двох зерносховищ силосного типу, що мають спільну фундаменту плиту на слабкій основі, при не перевищенні якого крен споруди буде в межах норм. З цією метою проведено чисельне моделювання напружено-деформованого стану (НДС) слабкої основи, яка армована вертикальними ґрунтоцементними елементами (ВГЦЕ), фундаментної плити силосів у просторовій постановці методом скінчених елементів (МСЕ). При цьому застосована в якості моделі ґрунту Hardening Soil Model (HSM) з параметрами, які підібрані на базі натурних геодезичних спостережень за осіданням армованої основи плити. Дана модель адекватно описує НДС основи як на етапах завантаження, так і розвантаження.

Імітаційним моделюванням НДС армованої ВГЦЕ основи фундаментної плити МСЕ знайдені статистичні параметри осідання та крену плити. На базі цих даних для рівня надійності $p = 0,9$ підбрано мінімально необхідний процент армування основи ВГЦЕ ($i = 19$ %).

Ключові слова: фундаментна плита, слабка основа, армування, осідання, крен, імітаційне моделювання

Вступ

Однією із найважливіших проблем експлуатації зерносховищ силосного типу є забезпечення осідань і крену споруди в межах нормативних значень, особливо у складних інженерно-геологічних умовах [1, 2]. З досвіду будівництва зерносховищ на слабких ґрунтах автори рекомендують покращувати їх характеристики міцності та деформативності армуванням ВГЦЕ [3–5]. Такий інженерний захід дає можливість зменшити абсолютні середні осідання та крен споруди, тобто підвищити її експлуатаційну надійність.

Постановка задачі

Ґрунтова основа в межах стиснутої товщі фундаментної плити являє собою випадкове поле зі стохастичними властивостями. Тому напруження та деформації основ фундаментів – це просторово-часові випадкові поля, властивості яких залежать від неоднорідності ґрунтового масиву, а також просторових і часових флуктуацій зовнішніх навантажень і впливів [4–21].

Влаштування ВГЦЕ ускладнює аналітичний опис імовірнісного процесу деформування основи. Ще однією проблемою являється циклічність завантаження силосів, що призводить до постійної зміни НДС основи і, в свою чергу, на імовірнісний опис даного процесу. Тому для розв'язання даної проблеми необхідно створити адекватну чисельну модель споруди та армованої основи з урахуванням випадкових ве-

личин (ВВ) характеристик ґрунту й елементів армування та виконати імітаційне статистичне моделювання на всіх етапах зведення та експлуатації споруди.

Аналіз останніх досліджень

Питаннями статистичного аналізу та імовірнісного розрахунку при вирішенні ряду геотехнічних задач займалися, G. Baecher, R. Bea, P. Bjerager, J. Christian, J. Duncan, G. Fenton, D. Griffiths, M. Harr, M. Huber, F. Kulhawy, S. Lacasse, B. Look, G. Meyerhof, N. Morgenstern, F. Nadim, K. Phoon, A. Rechenmacher, K. Ronold, Tang, E. Vanmarke, T. Vick, R. Whitman, J. Won, T. Wu, та ін. [6–11]. Чисельні рішення геотехнічних задач за допомогою МСЕ з імовірнісним підходом виконують S. Baars [12] G. Peschl, H. Schweiger, R. Pottler, R. Thurner, M. Hicks, H. Bakker, P. Waarts [13–21].

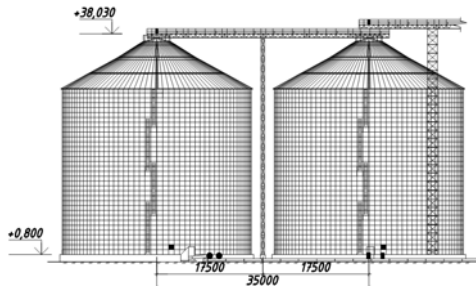
Мета досліджень

За мету роботи прийнято – виконати чисельне моделювання НДС армованої основи плитного фундаменту силосів з урахуванням циклічності їх завантаження в імовірнісній постановці для визначення критичних значень нерівномірності завантаження, при яких крен буде в межах норм. Для рівня надійності $p = 0,9$ підібрати мінімально необхідний процент армування основи ВГЦЕ.

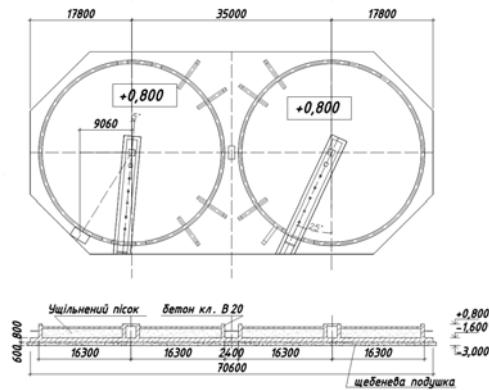
Об'єкт досліджень

Об'єктом дослідження є зерносховище з 2 силосів об'ємом 24121 м³ кожен (20000 т зерна), які являють собою циліндричні ємності виготовлені зі сталевих листів хвилястого профілю, що з'єднані болтами (рис. 1, а, б). Місце будівництва – с. Івківці Прилуцького району Чернігівської області. Інженерно-геологічні умови майданчика зведення силосів (рис. 1, в) на глибину до 13 м характеризуються стисливими глинистими ґрунтами (табл. 1).

а)



б)



в)

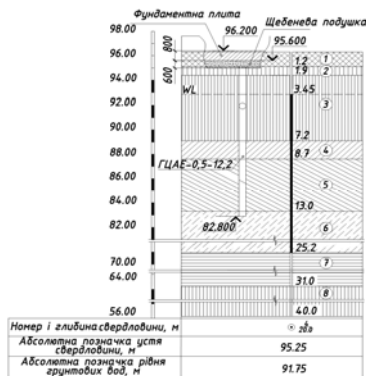


Рис. 1. Загальний вигляд зерносховища силосного типу об'ємом 24121 м³ кожен (20000 т зерна): а) – фасад; б) – план на позначці +0,800 і розріз по плиті; в) – інженерно-геологічний розріз

Згідно з аналітичними розрахунками для зменшення абсолютних осідань даної споруди в цих інженерно-геологічних умовах прийнято

рішення влаштувати фундаментну плиту на армованій ВГЦЕ основі на 12 м нижче її підшви. Для забезпечення необхідних характеристик міцності та деформативності основи процент її армування склав приблизно 25 %. При цьому діаметр ВГЦЕ прийнято 0,5 м, а їх крок – 0,9 і 0,95 м.

Згідно з дослідженнями проф. М. Л. Зоценка та ін. [3] значення питомого зчеплення армованого масиву приймалось як середньозважене між характеристиками ґрунту та ґрунтоцементу, а кута внутрішнього тертя – не змінювалось. Розрахункові значення модуля деформації ґрунтоцементу прийнято $E_{sc} = 180$ МПа, а питомого зчеплення – $c_{sc} = 100$ кПа. Розраховані значення механічних характеристик армованого ґрунтового масиву наведені у табл. 2. Для рівномірної передачі тиску на армовану основу між нею та плитою проектом передбачене влаштування проміжної подушки зі щебеню фракції 20...40 мм товщиною 0,5 м.

Таблиця 2

Розраховані значення механічних характеристик армованого ґрунтового масиву основи

№ з/п	Номер ІГЕ	Питома вага ґрунту γ , кН/м ³	Питома зчеплення c , кПа	Кут внутрішнього тертя φ , град	Модуль деформації E , МПа
1	ІГЕ-2	18,5	39,5	18	49,0
2	ІГЕ-3	19,4	35,0	21	50,8
3	ІГЕ-4	18,5	34,3	20	50,0
4	ІГЕ-5	19,0	35,8	22	51,5

На рис. 2 подано фотографію процесу влаштування армованої основи спеціальним обладнанням на майданчику будівництва. Підрядною організацією проведено штампіві випробування армованої основи, результати яких відповідають розрахованим (див. табл. 2).



Рис. 2. Влаштування вертикальних ґрунтоцементних елементів на майданчику будівництва

Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Номер шару	Найменування ґрунту	Питома вага ґрунту γ (кН/м ³)	Вологість W	Число пластичності I_p	Показник текучості I_L	Питоме зчеплення c_{II} (кПа)	Кут внутрішнього тертя Φ_{II} (град)	Модуль деформації E (МПа)
1	Насипний ґрунт	15,0	-	-	-	-	-	-/-
2	Суглинок з домішками органічних речовин	17,0	0,2	0,10	0,10	20	18	6
3	Суглинок	18,8	0,22	0,10	0,30	14	21	9
4	Суглинок	18,5	0,28	0,15	0,40	13	20	8
5	Суглинок	19,0	0,22	0,10	0,30	15	22	10
6	Супісок	19,1	0,18	0,06	0,50	7	23	15
7	Глина	19,3	0,25	0,20	0,20	40	19	26
8	Суглинок	19,2	0,23	0,08	0,63	20	20	19

Результати досліджень

Після зведення конструкцій зерносховища проведено первинне завантаження-розвантаження силосів. Його виконують для рівномірного обтиснення конструкцій та основ силосів, недопущення перекосів споруди та перенапружень її окремих елементів, забезпечення найбільш сприятливого режиму завантаження.

Для контролю осідань основи фундаментів при первинному завантаженні-розвантаженні здійснено геометричне нівелювання III класу точності. Осідання визначалося за марками, влаштованими за периметром споруди силосу (по чотири марки на кожному силосі), у процесі завантаження, а потім – розвантаження. За результатами нівелювання в подальшому дослідженні підбиралися параметри скінчено-елементної просторової моделі основи.

Результати чисельного моделювання

Чисельне моделювання НДС армованої ВГЦЕ основи плитного фундаменту силосів виконано у програмному комплексі PLAXIS 3D FOUNDATION MCE в просторовій постановці. Розрахункова схема конструкції плити та її основи відповідає положенням будівельної механіки та механіки ґрунтів. При цьому в якості моделі ґрунту прийнято HSM з параметрами, які підібрані за результатами натурних геодезичних спостережень за осіданням армованої

основи фундаментної плити. Дана модель адекватно описує НДС основи як на етапах завантаження, так і розвантаження. На рис. 3 наведено графіки осідань основи при первинному завантаженні (на 50 %) й розвантаженні за даними геодезичних спостережень і чисельного моделювання.

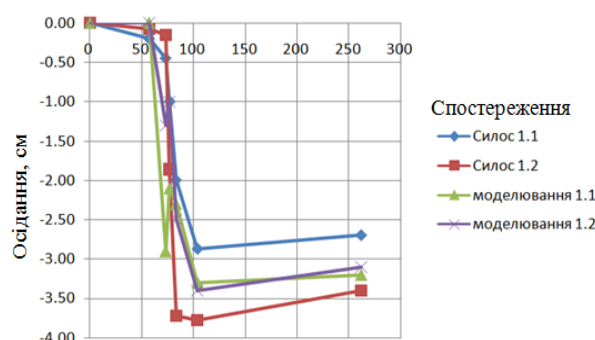


Рис. 3. Графіки осідань основи в часі за даними геодезичних спостережень і моделювання

Для застосування моделі HSM необхідно задати сім основних вихідних параметрів: ϕ – кут внутрішнього тертя; c – питоме зчеплення; ψ – кут дилатансії; E_{so}^{ref} – січний модуль деформації при напруженні, що дорівнює половині руйнуючого (рис. 4); E_{oed}^{ref} – компресійний модуль деформації; E_{ur}^{ref} – модуль деформації за гілкою вторинного завантаження (прийнято $E_{ur}^{ref} = 3E_{oed}^{ref}$ за даними геодезичних спостережень); m – пока-

зник жорсткості гіперболічної функції (інтенсивність зміцнення ґрунту).

Для умов одометра використано наступне співвідношення між напруженнями та деформаціями моделі:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot (\sigma / p^{ref})^m \quad (1)$$

де p^{ref} – тиск, 100 кПа; $m = 0,8$ (за геодезичними спостереженнями).

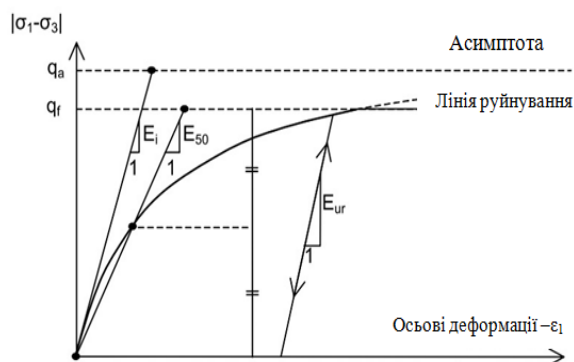


Рис. 4. Загальний вигляд залежності вертикальної деформації ϵ від девіатора напружень $|\sigma_1 - \sigma_3|$ для HSM

На рис. 5 наведена залежність осідання основи силосів від часу (при повному їх завантаженні) за чисельним моделюванням.

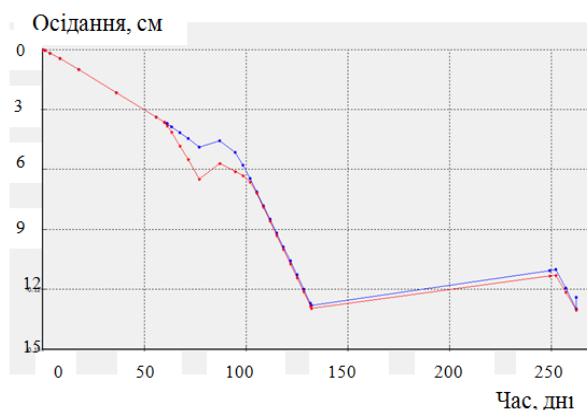


Рис. 5. Графіки розвитку осідань основ двох силосів у часі за моделюванням

Результати імітаційного моделювання

Завершальний етап досліджень – імітаційне чисельне моделювання. Тобто, враховувалася просторова неоднорідність властивостей основи та елементів її армування, випадкова природа циклічного завантаження силосів. Статистичні параметри вхідних ВВ визначались експериментально на базі лабораторних і польових досліджень, а також з аналізу літературних джерел за даним напрямком (табл. 3).

Вихідні дані для імовірнісного розрахунку армованої основи фундаменту силосів

Найменування характеристики	Закон розподілу	Статистичні параметри	
		стандарт	коефіцієнт варіації, %
Модуль деформації ґрунту, МПа	Логарифмічно нормальний	*	15
Модуль деформації ґрунтоцементну, МПа	Нормальний	27	15
Завантаження силосу, кПа	Нормальний	**	30

Примітка. * – прийнято за табл. 1; ** – змінний, оскільки циклічне завантаження; приймалося за [1]

Імовірнісний розрахунок ускладнений великою кількістю ВВ – характеристики деформативності всіх шарів основи, модуль деформації ґрунтоцементну, циклічне завантаження кожного силосу. Тому для його спрощення можливо за дослідженнями [3] модуль деформації стиснутої товщі армованої основи приймати як середньо виважений зі статистичними параметрами, що визначалися аналітично на основі формули (2):

$$\bar{E} = (E_s \cdot V_s + E_{sc} \cdot V_{sc}) / V \quad (2)$$

де \bar{E} – середньозважений модуль деформації; E_s, E_{sc} – модулі деформації ґрунту та ґрунтоцементну відповідно; V_s, V_{sc} – об'єми ґрунту та ґрунтоцементну в армованому масиві загальним об'ємом V .

У результаті такого підходу визначено, що розподіл ВВ модуля деформації армованого масиву близький до нормального, коефіцієнт варіації складає 15 %.

Для уникнення великої кількості ітерацій при імітаційному чисельному моделюванні МСЕ використано Point Estimate Method (PEM) [7, 12, 13]. Принцип даного підходу зображено на рис. 6.

У нашому випадку одночасно варіювали фактори: 1) модуль деформації шарів стиснутої товщі армованої основи E ; 2) завантаження силосу № 1; 3) завантаження силосу № 2. При різних комбінаціях ВВ виконувалось чисельне моделювання та визначались осідання основи і крен плити на різних етапах експлуатації силосів (первинне завантаження-розвантаження, наступні серії завантаження-розвантаження).

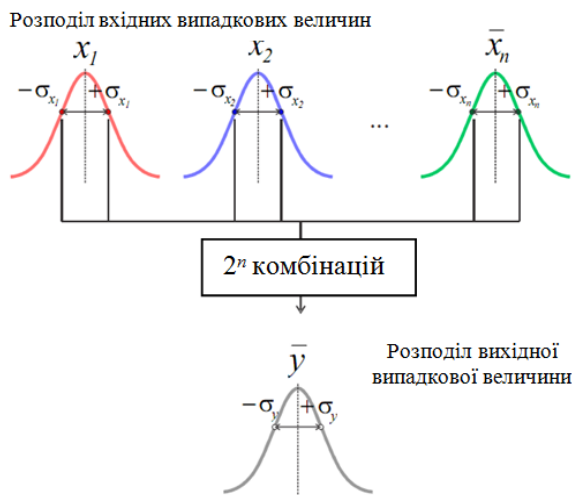


Рис. 6. Ілюстрація принципу імовірнісного розрахунку за методикою PEM

На рис. 7 наведено деформовану скінчено-елементну просторову сітку розрахункової моделі на одному з етапів імітаційного моделювання за PEM.

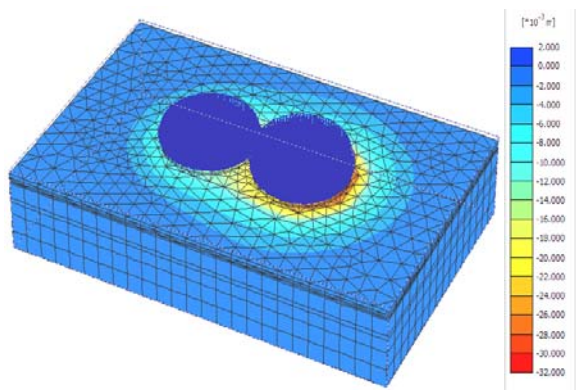


Рис. 7. Деформована скінчено-елементна просторова сітка розрахункової моделі на одному з етапів імітаційного моделювання за PEM

З отриманими ВВ осідання основи та крену фундаментної плити виконували статистичну обробку (будували розподіли ВВ і визначали статистичні параметри). Розподіл і статистичні параметри ВВ осідання армованої основи фундаментної плити після первинного завантаження і розвантаження за результатами імітаційного чисельного розрахунку наведено на рис. 8. Розподіл і статистичні параметри ВВ крену фундаментної плити наведено на рис. 9 (значення крену помножені на 10^4).

При наступних завантаженнях силосів абсолютні осідання основи збільшуються, та мають явний затухаючий характер. При цьому імовірність відмови за критерієм осідання не перевищує 0,001, а за критерієм крену – 0,07.

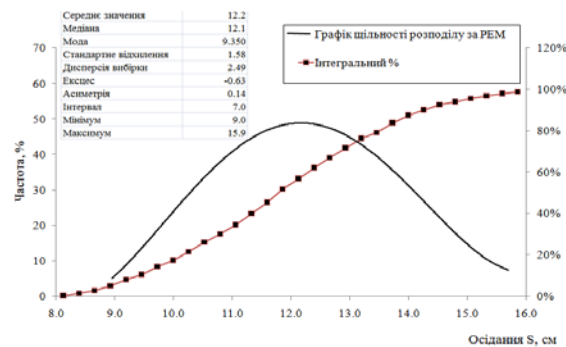


Рис. 8. Розподіл ВВ осідання армованої основи фундаментної плити силосів за результатами імітаційного розрахунку МСЕ

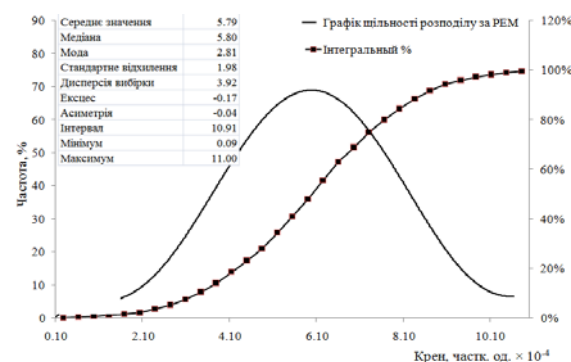


Рис. 9. Розподіл ВВ крену фундаментної плити силосів за результатами імітаційного розрахунку МСЕ (значення крену помножені на 10^4)

На базі отриманих за імітаційним моделюванням статистичних даних осідання армованої основи та крену фундаментної плити визначено імовірність відмови і безвідмовної роботи конструкції за критеріями абсолютного осідання (рис. 10) та крену залежно від проценту армування слабкої основи ВГЦЕ. За імітаційним моделюванням отримано, що імовірність відмови за критерієм крену у залежності від проценту армування (15...25 %) слабкої основи ВГЦЕ коливалася від 0,03 до 0,05.

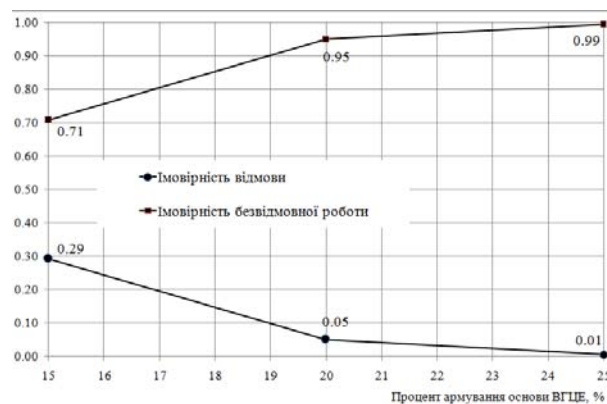


Рис. 10. Імовірність відмови та безвідмовної роботи споруди за критерієм абсолютного осідання залежно від проценту армування основи

З рис. 10 видно, що для забезпечення рівня надійності безвідмовної роботи $p = 0,9$ за критерієм осідання основи та крену фундаментної плити достатній процент армування 19 %.

Висновки досліджень

Отже, для чисельного моделювання НДС основ плитних фундаментів силосів доцільно використовувати в якості моделі ґрунту HSM, оскільки вона коректно описує як етапи завантаження, так і розвантаження. При моделюванні також доречно враховувати швидкість завантаження силосів. При дотриманні даних рекомендацій детерміноване чисельне моделювання первинного завантаження-розвантаження близько співпадає з результатами геодезичних спостережень за осіданнями основи фундаментів силосів.

Для переходу від детермінованих розрахунків до імовірнісних слід мати статистичну базу ВВ властивостей основи та елементів її армування (стохастична основа), а також завантаження силосів. За відсутності цих даних можливо використати досвід авторів статті.

Для імітаційного моделювання НДС армованої основи МСЕ доцільно використовувати РЕМ. В даній роботі при одночасній варіації модуля деформації шарів стиснутої товщі армованої основи і завантаження силосів отримано розподіли та статистичні параметри ВВ осідання й крену. Ці дані визначалися при циклічних завантаженнях силосів.

За результатами імітаційного моделювання допустима нерівномірність завантаження силосів зі спільною фундаментною плитою на армованій основі складає 20 %. При цьому імовірність відмови споруди за критерієм гранично допустимого крену фундаментної плити $i = 0,002$ буде менше 0,01. На базі результатів імітаційного моделювання МСЕ за РЕМ для рівня надійності $p = 0,9$ підібрано мінімально необхідний процент армування основи ВГЦЕ ($i = 19$ %).

Інструмент імовірнісного аналізу в програмних комплексах, що реалізують МСЕ, безумовно є корисними для можливості підвищення надійності рішення геотехнічних задач.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.2-8-98. Підприємства, будівлі і споруди по зберіганню та переробці зерна [Текст]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 39 с.
2. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд [Текст]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
3. Зоценко, Н. Л. Закрепление оснований цементацией бурсмесительным методом [Текст] /

- Н. Л. Зоценко, И. И. Ларцева, В. И. Марченко // Геотехнические проблемы мегаполисов: тр. междунар. конф. по геотехнике, Т. 5. – М.: ПИ «Геореконструкция», 2010. – С. 1781–1788.
4. Винников, Ю. Л. Численный расчет армированного основания в вероятностной постановке [Текст] / Ю. Л. Винников, М. А. Харченко, В. И. Марченко // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. / СПбГАСУ. – С-Пб., 2012. – С. 86–93.
5. Винников, Ю. Л. Імовірнісний аналіз напружено-деформованого стану армованої основи методом скінчених елементів [Текст] / Ю. Л. Винников, М. О. Харченко, В. І. Марченко // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. / НУВГП. – Рівне, 2012. – Вип. 23. – С. 555–562.
6. Won, J. A probabilistic approach to estimate one dimensional consolidation settlements [Текст] / J. Won // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, 2009. – P. 2012–2015.
7. Fenton, G. Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering [Текст] / G. Fenton. – Utah, 1997. – 96 p.
8. Wang, Y. Study on autocorrelation model and reduction function of variance of soil random field [Текст] / Y. Wang, B. Wang // Proc. of the 1st Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2007). – Shanghai, 2007. – P. 265–272.
9. Pereira, C. Shallow Foundation Design through Probabilistic and Deterministic [Текст] / C. Pereira & L. Caldeira // Proc. of the 3rd Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2011). – Munich, 2011. – P. 199–207.
10. Xue, J. Reliability analysis of shallow foundations subjected to varied inclined loads [Текст] / J. Xue & D. Nag // Proc. of the 3rd Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2011). – Munich, 2011. – P. 377–384.
11. Kisse, A. A Consistent Failure Model for Probabilistic Analysis of Shallow Foundations [Текст] / A. Kisse // Proc. of the 3rd Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2011). – Munich, 2011. – P. 385–392.
12. Baars, S. Adaption of finite element models for probabilistic design [Текст] / M. A. Deptula, E. Dembicki, Ph. Gotteland // Proc. of the 11rd Baltic Sea Geotechnical Conf. «Geotechnics in Maritime Engineering». – Gdansk, Poland, 2007. – P. 683–689.
13. Haldar, A. Reliability Assessment Using Stochastic Finite Elements Analysis [Текст] / A. Haldar, S. Mahadevan. – New York: John Wiley, 2000. – 220 p.
14. Stefanou, G. The stochastic finite element methods: past, present and future [Текст] / G. Stefanou // Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. – Vol. 198, № 9–12, 2009. – P. 1031–1051.

15. Peschl, G. Reliability analysis in geotechnics with deterministic finite elements – a comparison of two methods [Текст] / G. Pechl, H. Schweiger // Proc. of 5th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002). – Paris, France, 2002. – P. 229–304.
16. Stein, E. Adaptive finite element analysis and modeling of solids and structures. Findings, problems and trends [Текст] / E. Stein, M. Ruter, S. Ohnimus // Inter. Jurnal for Numerical Methods in Engineerings. – 60 (1), 2004. – P. 103–138.
17. Sudret, B. Stochastic Finite Elements Methods and Reliability. A state-of-the-Art Report [Текст] / B. Sudret, A. Kiureghian. – Berkeley: Civil and Environment Engineering University of California, 2000. – 173 p.
18. Fredlund, M. Finite elements stochastic analysis [Текст] / M. Fredlund // Proc. of 57th Canadian Geotechnical Conf. and 5th Joint IAH–CGS Conf. – Quebec, Canada, 2004. – P. 201–206.
19. Beacher, G. Reliability and statistics in geotechnical Engineering [Текст] / G. Beacher, J. Cristian. – New York: John Wiley, 2003. – 619 p.
20. Phoon, K. Reliability-based design in geotechnical engineering. Computations and applications [Текст] / K. Phoon. – New York: Taylor & Francis, 2008. – 530 p.
21. Manjuprasad, M. Adaptive Random Field Mesh Refinements in Stochastic Finite Element Reliability Analysis of Structures [Текст] / M. Manjuprasad, C. Manohar // CMES: Tech. Science Press, 2007. – V. 19. – P. 23–54.

Надійшла до редколегії 02.07.2012.
Прийнята до друку 24.07.2012.

Ю. Л. ВИННИКОВ, М. А. ХАРЧЕНКО, В. И. МАРЧЕНКО (Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка)

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ СИЛОСОВ НА АРМИРОВАННОМ СТОХАСТИЧЕСКОМ ОСНОВАНИИ

Определена допустимая неравномерность загрузки двух зернохранилищ силосного типа, которые имеют общую фундаментную плиту на слабом основании, при не превышении которой крен сооружения будет в пределах норм. С этой целью проведено численное моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) слабого основания, которое армировано вертикальными грунтоцементными элементами (ВГЦЭ), фундаментной плиты силосов в пространственной постановке методом конечных элементов (МКЭ). При этом использована в качестве модели грунта Hardening Soil Model (HSM) с параметрами, подобранными на базе натурных геодезических наблюдений за осадками армированного основания плиты. Данная модель адекватно описывает НДС основания как на этапах загрузки, так и разгрузки.

Имитационное моделирование НДС армированного ВГЦЭ основания фундаментной плиты определены статистические параметры осадки и крена плиты. На базе этих данных для уровня надежности $p = 0,9$ подобрано минимально необходимый процент армирования основания ВГЦЭ ($i = 19\%$).

Ключевые слова: фундаментная плита, слабое основание, армирование, осадка, крен, имитационное моделирование

Y. L. VYNNYKOV, M. O. KHARCHENKO, V. I. MARCHENKO (Poltava National Technical University named in honor Yuri Kondratyuk)

DESIGN OF FOUNDATION PLATE OF GRAIN SILAGE ON REINFORCED STOCHASTIC SOIL BASE

It is determined the allowable irregularity loading of two grain silage, which have a common foundation plate on the weak soil base, while not exceeding a heeling building will be within the rules. For this purpose the numerical modeling of tensely-deformed state (TDS) of weak soil base, which reinforced by vertical soil-cement elements (VSCE), foundation plate of grain silage by 3D finite element method (FEM) was done. It used as a soil model the Hardening Soil Model (HSM) with parameters, which selected on the field geodetic observations by settlements of reinforced soil base of plate. This model adequately describes the TDS of soil base as on the stages of loading and unloading.

It is found the statistical parameters of settlements and heeling of foundation plate by statistical simulation of TDS of reinforced soil base by VSCE. For reliability level $p = 0,9$ the minimum required percentage of reinforcement soil base by VSCE is chosen ($i = 19\%$) using these data.

Keywords: foundation plate, weak soil base, reinforcement, settlements, heeling, statistical simulation

ПРОЕКТУВАННЯ І РОЗРАХУНОК КОМБІНОВАНИХ МОСТОВИХ ПЕРЕХОДІВ

Стаття присвячена питанню проектування і розрахунку комбінованих металевих переходів з врахуванням деформованого стану балки жорсткості і використанням розрахункового методу регулювання їх напружено-деформованого стану. Наведено результати теоретичних досліджень для проектування раціональних комбінованих систем.

Ключові слова: комбіновані конструкції, регулювання зусиль, раціональне проектування, розрахунковий метод

Актуальність проблеми

Удосконалення конструктивних форм стержневих металевих конструкцій будівель та споруд пов'язане безпосередньо з проблемами їх собівартості, надійності і оптимізації. В багатьох випадках при розрахунку металевих комбінованих конструкцій мостових переходів на опорах у вигляді гнучких стійок (рис. 1 і 2), а також при підсиленні (рис. 3) доцільно враховувати пружність опор в процесі сприймання ними експлуатаційних навантажень.



Рис. 1. Вантовий металевий мостовий перехід, Україна

Цього можна досягти вибором розрахункових моделей з урахуванням геометричної і конструктивної не лінійності системи, вдосконаленням методів їх розрахунку і проектування рівнонапружених конструкцій, розробленням нових, раціональніших (з низькою металоємністю і трудомісткістю виготовлення) конструктивних форм і удосконалення методів регулювання їх напружено-деформованого стану. Крім цього відомі факти просідання твердих опор внаслідок їх деформацій. Тому проблема подальшого удосконалення теорії і методів розрахунку такого класу мостових систем з одночасним забезпеченням економічності (зниження собівартості), безпеки експлуатації та надійнос-

ті як проєктованих так і існуючих конструкцій є актуальною.



Рис. 2. Комбінований металевий мостовий перехід, Німеччина



Рис.3. Комбінована шпренгельна конструкція (залізобетонні балки і металевий шпренгель), Австрія

Аналіз останніх досліджень і публікацій та невирішених раніше частин проблеми

Розрахунок кожного виду таких комбінованих мостових переходів існуючим методом [1] має свої особливості. Розрахунок балок жорсткості – нерозрізних балок на пружних опорах, як основних елементів таких переходів, класичними методами будівельної механіки дає відносно точні результати [11]. Разом з тим деякі суттєві особливості цих систем, а саме їх нелі-

нійність не дають можливості реальної оцінки їх дійсного напруженого-деформованого стану (НДС) з використанням існуючих – звичних методів розрахунку [6–10, 12]. Це робить такі комбіновані конструкції не завжди раціональними [1, 2]. Наближені методи розрахунку, наприклад енергетичний більш придатний для автоматизації проектування і тому виникає потреба їх подальшого удосконалення [2–4]. Тому розвиток методу розрахунку комбінованих металевих конструкцій, який відображав би їх дійсну роботу є на даний час актуальною проблемою.

Мета і задачі досліджень

Метою роботи є удосконалення існуючих методів розрахунку комбінованих конструкцій з врахуванням їх дійсного НДС та його розрахункове регулювання.

Виклад основного матеріалу

Основна задача при розрахунку сталевих конструкцій мостових переходів, з якою зустрічається інженер, є одержання рівномірної конструкції, тобто найбільш раціональної системи. Основним методом, на даний час, для одержання такої конструкції є метод наближень. Кількість наближень може досягати великого числа і залежить в першу чергу від досвіду і інтуїції конструктора, при яких рідко досягається мети. Тому, проблема розрахунку будівельних конструкцій, в тому числі комбінованих, насамперед повинна ставитись як проблема їх раціонального проектування. В даній роботі розвивається метод, який дозволяє одночасно з вирішенням оберненої задачі – раціонального проектування, одержати і вирішення прямої задачі розрахунку (НДС) конструкції. В якості критерію раціональності виступає енергетичний критерій раціонального проектування, а також вимоги до НДС: рівнонапруженість, рівномоментність, максимальна жорсткість, або мінімальна маса конструкції. Такі комбіновані системи вимагають в свою чергу розробки, як розрахункового методу регулювання зусиль так і методу розрахунку таких комбінованих конструкцій з врахуванням деформованого стану балки жорсткості [2]. Ще у 70-х роках минулого століття М. М. Лашенко [6] писав, щоб ще під час проектування конструкцій (не обов'язково попередньо напружених) передбачити в майбутньому можливість перерозподілу в них зусиль (перспективне регулювання). Завдання полягає в тому [6], щоб заздалегідь пе-

редбачити перспективне регулювання напружень, активно уміщуватись (впливати) на «гру сил» (зусиль) і розподілити їх в бік, вигідний для визначених умов роботи.

Аналіз відомих методів регулювання НДС стержневих металевих конструкцій дав змогу виявити цілий ряд їх недоліків, які особливо яскраво виступають на комбінованих конструкціях. Величина недонапруження матеріалу в об'ємі елемента, а, значить, і у всій конструкції, яка складається із елементів, проєктанта не цікавить. А недонапружений матеріал створює непотрібне додаткове навантаження на конструкцію і спричиняє її подорожчання. Характерною особливістю комбінованих конструкцій є їхні великі прольоти та зосередження більшої маси матеріалу конструкції в одному елементі – балці жорсткості. Ігнорування цієї особливості комбінованих конструкцій у традиційній методиці розрахунку є неприпустимим. Адже на зусилля в їх елементах значно впливає деформований стан конструкцій. Наприклад, врахування прогинів балки у вантового мосту змінює величини зусиль в елементах системи від 4,31 % до 6,62 % [12]. Тим більше, що вітчизняні норми тепер теж вимагають врахування геометричної нелінійності конструкцій, викликану переміщенням елементів конструкцій, у яких її врахування викликає зміну зусиль і переміщень більш ніж на 5 % [5]. А створення в балці жорсткості не одного розрахункового перерізу, в якому $\sigma_{\max} \cong R_y$, а кількох, може значно зменшити масу конструкції.

Але використання традиційного методу сил не дозволяє виділити із системи балку жорсткості, а розглядає всі елементи конструкції за масою матеріалу рівноцінними. Щоб визначити деформований стан конструкції, потрібно виконати додаткові доволі складні розрахунки. Але у цьому деформованому стані значення прогинів, визначені на початку розрахунку, вже будуть іншими – їх потрібно визначати заново. Крім того, доведення у всіх елементах системи підкріплення величини напружень у перерізах до значень $\sigma_{\max} \cong R_y$, не дає рівноекстремальної епюри «М» у балці жорсткості. Щоб якось виправити ситуацію, доводиться надавати попереднє напруження конструкції, яке лише дещо покращує напружений стан балки жорсткості, але значно додає до вартості технологічних витрат.

У праці [10] виділено у розрахунку комбінованих конструкцій балку жорсткості із всієї системи, замінивши розсічені елементи, що

прилягають до балки, невідомими силами. Це дало змогу підібрати таке значення сил, яке дало б можливість створити у балці жорсткості поліекстремальну епюру «М», кращу від тієї, яку дає класичний метод сил. Але у методиці розрахунку [10] проігноровано суть канонічних рівнянь методу сил, кожне з яких є рівнянням взаємного переміщення суміжних перерізів розсіченої в'язі за напрямком невідомого, яке діє у цій в'язі. Рівняння для визначення невідомих внутрішніх сил S_i ($i = \overline{1, n}$), запропоновані у [9], є математичним записом лише принципу рівноваги, який є достатнім лише для розрахунку не пружних систем. Тому ці значення S_i ($i = \overline{1, n}$) є дещо завищеними. Про це відзначено у працях [7, 8], в яких частково враховується деформативність системи підкріплення.

Отже, бачимо, що для регулювання НДС комбінованих конструкцій потрібно розробити таку методику їх розрахунку, яка давала б змогу, подібно до [10], виокремити із системи балку жорсткості, але не ігнорувала б сумісності деформацій пружних систем. Крім того, ця методика повинна не після визначення невідомих сил S_i ($i = \overline{1, n}$), а на початку розрахунку знаходити деформативний стан конструкції, який було б враховано під час визначення невідомих внутрішніх сил. Нова методика розрахунку повинна також передбачати можливість регулювання жорсткості системи підкріплення балки жорсткості, отже, регулювати значення

екстремумів «М» у поліекстремальній епюрі «М» балки жорсткості.

Суть такого регулювання полягає в раціональному виборі топології конструкцій, характеру закріплень на опорах, розрахунку її геометричних параметрів і жорсткісних характеристик стержневих елементів. В процесі збільшення зовнішнього навантаження в ній відбувається попередньо розрахований раціональний перерозподіл внутрішніх зусиль між елементами з одержанням НДС аналогічного, як від дії попереднього напруження. Такі прийоми дозволяють регулювати розподіл внутрішніх зусиль і деформацій в любых системах, що дозволяє вважати їх універсальними [2, 3].

Також, для розрахунку більш широкого класу комбінованих конструкцій необхідно було розробити ітераційний алгоритм, а для можливості проведення розрахункового регулювання НДС в балці жорсткості використати енерго-варіаційні принципи і методи декомпозиції та синтезу [3–4]. Суть розрахунку: спочатку на основі методу декомпозиції системи, розділимо систему на дві підсистеми – головну і допоміжну. Вперше запропоновано єдину розрахункову модель комбінованих систем у вигляді балки на пружних опорах – головна підсистема, в якій балка моделює балку жорсткості, а пружні опори – систему підкріплення – допоміжна (рис. 4).

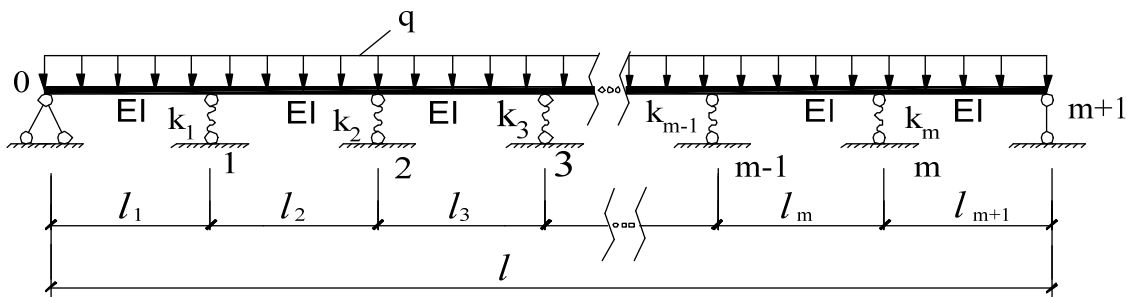


Рис. 4. Схема узагальненої розрахункової моделі

Пружними опорами вважаються елементи (вертикальні і похилі) комбінованої конструкції (системи). Допоміжною підсистемою вважаємо конструкцію шпренгеля або ванта. При цьому для розрахунку використано не статичні принципи, а енерго-варіаційні, зокрема принцип Лагранжа. Для запропонованої розрахункової моделі математична модель описується на основі повної потенційної енергії системи (рис. 5).

У розробленому методі розрахунку – математичній моделі - використаємо енергетичний підхід, застосувавши варіаційне рівняння Лагранжа [2], яке базується на принципі варіації переміщень за умови задоволення рівнянь статки, тобто

$$\delta E = 0 \quad (1)$$

де E – повна енергія системи.

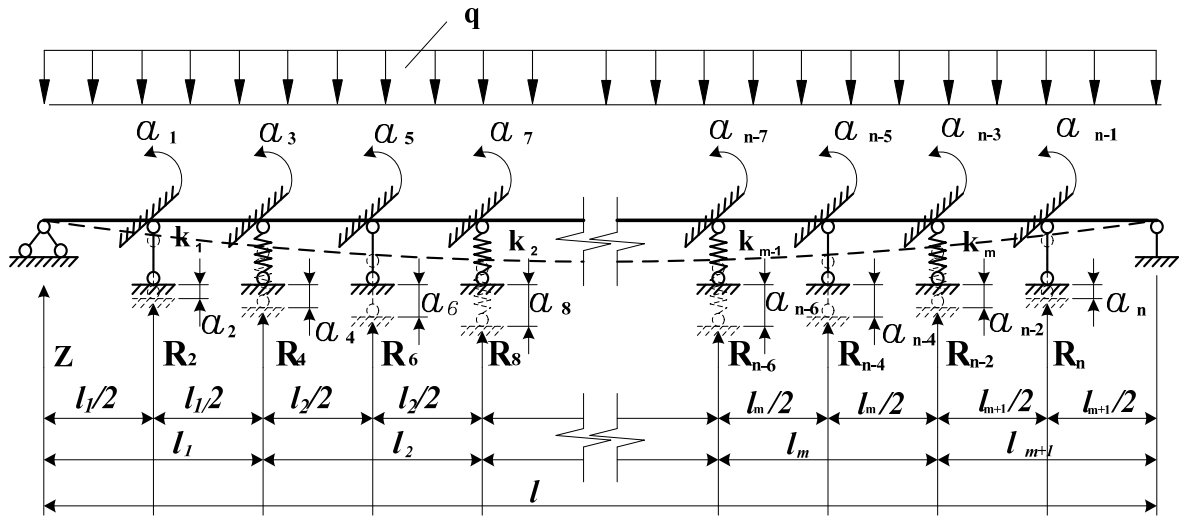


Рис. 5. Схема для математичної моделі розрахунку балки жорсткості комбінованих систем з врахуванням її деформованого стану

Отже, для наших умов повна потенційна енергія E системи запишеться так

$$\begin{aligned} \varepsilon = U + \Pi = & \frac{1}{2} \int_0^l EJ \left(\frac{d^2 v}{dx^2} \right)^2 dx + \\ & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n-1} K_i v_i^2 - \int_0^l V q dx - \frac{1}{2} \frac{\Delta l^2}{l} EA \end{aligned} \quad (2)$$

де Δl – поздовжня деформація стержня (балки), v – функція прогинів балки у всіх точках по її довжині.

Скористаємося методом Тимошенко-Рітца. За цим методом функцію $v(x)$ задамо рядом

$$v_x = \sum_{i=1}^{n-1} a_i \phi_i \quad (3)$$

де a_i – шукані параметри функцій $\phi_i (i = \overline{1, n-1})$; ϕ_i – задані функції, що задовольняють граничні та краєві умови.

Врахувавши умову (1), після деяких перетворень запишемо так

$$\sum_{i=1}^n \left(\sum_{j=1}^n r_{ij} \Delta_i - P_i \right) = 0$$

Для наших умов, згідно із рис.1 та залежністю (3), переміщення $\Delta_i (i = \overline{1, n})$ позначимо через $a_i (i = \overline{1, n-1})$. У точках «і» у нас є пружні опори, в яких від зовнішнього навантаження q виникають реактивні сили $R_i (i = \overline{1, n-1})$. Тоді для наших умов рівняння запишеться так

$$\sum_{i=1}^{n-1} \left(\sum_{j=1}^{n-1} r_{ij} a_j + R_{iq} \right) = 0$$

Підставивши визначені параметри $r_{ij} (i, j = \overline{1, n})$ та $R_{iq} (i = \overline{1, n})$ одержимо дійсні переміщення балки, тобто її деформований стан, чого відомі методи [2] не дають. Далше, використавши синтез системи, розраховуємо її напружено-деформований стан. Маючи значення $R_i (i = 4, 8, 12, \dots, n-2)$, знаходимо зусилля у елементах підкріплюючої системи, яка при цьому є статично визначеною. Маючи зусилля у всіх елементах системи, перевіряємо їх міцність – в залежності від елемента системи, який розглядаємо. Якщо міцність в якомусь елементі не витримана, збільшуємо його переріз. Правильність підібраних $A_i (i = \overline{1, n})$ перевіряємо умовно деформації системи, яку визначаємо за методом Мора, враховуючи лише нормальні сили у елементах системи. При чому деформація системи є обмеженою прогинами балки жорсткості на пружних опорах. Отже, бачимо, що подана методика розрахунку дозволяє одержати у балці жорсткості поліекстремальну, з потрібними значеннями екстремумів, епюру M_q без попереднього напруження системи тільки використовуючи розрахунковий метод регулювання НДС.

Отримані диференційні залежності для визначення величин деформацій і осідання пружних опор балки жорсткості в матричній формі і запропоновані розрахункові формули для визначення НДС комбінованих конструкцій. Такий метод дає можливість визначити деформо-

ваний стан балки жорсткості, який враховується при розрахунку зусиль в елементах комбінованої системи, що забезпечує рівномірність всіх елементів з максимальною економією сталі до 17 %.

На базі удосконаленого методу розрахунку комбінованих металевих конструкцій з врахуванням деформованого стану балки жорсткості розроблено метод регулювання НДС комбінованих конструкцій шляхом визначення раціональної топології та жорсткісних характеристик поперечних перерізів елементів. Це забезпечує можливість регулювання НДС в балці жорсткості по її довжині для отримання рівних напружень в розрахункових опорних і пролітних перерізах. Розроблений метод дає можливість регулювати розподіл внутрішніх зусиль і деформацій у всіх типах комбінованих систем.

На основі запропонованого критерію раціональності комбінованих металевих конструкцій, доведено, що маса нерозрізної балки жорсткості на проміжних пружних опорах, порівняно з балкою на двох опорах прольотом до 45...60 м, інтенсивно зменшується при наявності не більше трьох проміжних пружних опор. Визначено раціональні кути нахилу підкосів, тяжів і вант комбінованих конструкцій по відношенню до їх маси в діапазоні 30...60° [3].

На основі аналізу результатів виконаних досліджень і вивчення впливу деформованого стану балки жорсткості на роботу комбінованої конструкції розроблені пропозиції з удосконалення їх конструктивних рішень і запропоновані нові конструктивні форми комбінованих систем меншою масою до 20 %, які захищені патентами України на винаходи (Патенти України: № 50014, № 46383, № 48841).

Висновки

1. При проектуванні і розрахунку комбінованих мостових металевих переходів розробленим методом враховуються прогини балки жорсткості в місцях проміжних опор.

2. Розроблений розрахунковий метод регулювання зусиль у комбінованих системах дозволяє одержати рівномірну конструкцію ще на стадії її проектування.

3. Методи регулювання зусиль в комбінованих металевих системах здійснюються на стадії їх проектування шляхом раціонального підбору геометричних параметрів конструкцій без додаткових витрат на створення регулюючих зусиль і тому є більш ефективними.

4. Розроблені конструкції дозволяють максимальну концентрацію матеріалу в балках жорсткості і є технологічними при мінімальній кількості елементів, що знижує їх трудомісткість.

5. Технологія виготовлення і монтажу таких систем є менш затратною та легко засвоюваною не тільки спеціалізованим але і загальнобудівельними підприємствами.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Гоголь, М. В. Ефективні комбіновані конструкції будівель та мостів [Текст] / М. В. Гоголь // Теорія і практика будівництва: вісник нац. ун-ту «Львівська політехніка». – Львів, 2010. – № 662. – С. 142–149.
2. Гоголь, М. В. Проектування і розрахунок раціональних комбінованих металевих конструкцій [Текст] / М. В. Гоголь // Металеві конструкції. – 2008. – Том 14. – № 4. – С. 253–262.
3. Гоголь, М. В. Теорія і практика регулювання напружено-деформованого стану комбінованих металевих конструкцій [Текст] / М. В. Гоголь // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2010. – № 2. – С. 2–4.
4. Гоголь, М. В. Узагальнений метод розрахунку металевих конструкцій з регулюванням зусиль [Текст] / М. В. Гоголь – Теорія і практика будівництва // Вісник НУ «Львівська політехніка» – 2002. – № 462. – С. 25–34.
5. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
6. Лашенко, М. Н. Регулирование напряжений в металлических конструкциях [Текст] / М. Н. Лашенко – Л.; М.: Госстройиздат, 1966. – 191 с.
7. Сингаевский, П. М. Определение рациональной формы решетки из гибких элементов в предварительно-напряженных арочных фермах с жестким верхним поясом [Текст] / П. М. Сингаевский, Е. М. Кожевников // Известия вузов. – 1974. – № 1. – С. 77–78.
8. Смирнов, Ю. В. К расчету вантово-балочных конструкций [Текст] / Ю. В. Смирнов, Л. Н. Волкова // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – № 6. – С. 67–69.
9. Трофимович, В. В. Оптимизация металлических конструкций [Текст] / В. В. Трофимович, В. А. Пермяков. – К.: Вища школа, 1983. – 200 с.
10. Трофимович, В. В. Оптимальное проектирование металлических конструкций [Текст] / В. В. Трофимович, В. А. Пермяков. – К.: Будівельник, 1981. – 136 с.
11. Рабинович, И. М. Основы строительной механики стержневых систем [Текст] / И. М. Рабинович – М.: Госстройиздат, 1956. – 454 с.

12. Przemyslaw Jakiel. Ocena wplywow nieliniowych w stalowym moscie wantowym z pomostem skladanym [Текст] / Jakiel Przemyslaw, Manko Zbigniew // Teoria konstrukcji: XLIII konferencja naukowa komitetu inzynierii ladowej i wodnej pan i

komitetu nauki PZITB. – Poznan; Krynica, 1997. – Том 5. – P. 41–48.

Надійшла до редколегії 02.07.2012.
Прийнята до друку 24.07.2012.

М. В. ГОГОЛЬ, М. Р. БИЛЬСКИЙ, И. Д. ПЕЛЕШКО (Национальный университет «Львовская политехника»)

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КОМБИНИРОВАННЫХ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

Статья посвящена вопросу проектирования и расчету комбинированных металлических переходов с учетом деформированного состояния балки жесткости и использованием расчетного метода регулирования их напряженно-деформированного состояния. Приведены результаты теоретических исследований для проектирования рациональных комбинированных систем.

Ключевые слова: комбинированные конструкции, регулирование усилий, рациональное проектирование, расчетный метод

M. V. GOGOL, M. R. BILSKY, I. D. PELESHKO (Lviv Polytechnic National University)

DESIGN AND CALCULATION OF COMBINED BRIDGE TRANSITION

Article is devoted on the design and calculation of the combined metal transitions taking into account the strain state of the beam stiffness and using the calculation method of regulation of the stress-strain state. The results of theoretical studies for the rational design of combined systems.

Keywords: combined construction, management effort, good design, calculation method

КЛАСИФІКАЦІЯ ПІДПІРНИХ СТІН

У статті наведено класифікацію різних конструкцій підпірних стін. Особливу увагу приділено матеріало-зберігаючим конструкціям. Зокрема, розглянуто конструкції підпірних стін з застосуванням мембранних матеріалів і армованого ґрунту. Відзначено підпірні стіни з застосуванням залізобетонних оболонок різної форми, стіни на пальовому фундаменті, стіни з габіонів та анкерно-контрфорсні стіни.

Ключеві слова: підпірна стіна, ґрунтовий масив, мембранні матеріали, пальовий фундамент

Вступ

В процесі своєї діяльності будівельники часто стикаються з ситуацією, коли ґрунтовий масив не може втриматися в рівновазі сам по собі. В цей момент виникає необхідність створити посилення ґрунту. Це завдання постає при будівництві на ділянках з природним або штучним ухилом, із складним і різноманітним рельєфом, при необхідності будівництва будівель і споруд, що піднімаються над місцевістю, а також при зведенні транспортних споруд як в виїмках, так і в насипах, зміцненні стін котлованів. Задача вирішується використанням підпірних стін і шпунтових огорожень різних конструкцій. Останнім часом з'явилися нові типи підпірних стін, що відрізняються значно меншою матеріаломісткістю, а також застосуванням нових синтетичних матеріалів. З цієї причини розширення і вдосконалення існуючої класифікації підпірних стін є важливим завданням.

Основна частина

Підпірною стіною називається споруда, що утримує ґрунт від обвалення в укосах насипів і виїмок.

Грань стіни, звернена в бік засипки, називається задньою, а грань, звернена в протилежну сторону – передньою.

Розрізняють такі форми вільної поверхні ґрунту за підпірною стіною: горизонтальну; укіс що піднімається; падаючий укіс; напівукіс; ламану, не сплановану.

Класифікація підпірних стін може бути проведена за різними ознаками.

1. За призначенням. За цією класифікацією дуже складно розділити, так як в даний час підпірні стіни знаходять надзвичайно велике і різноманітне застосування в будівництві. Однак можна все ж розділити підпірні стіни на стіни, що підтримують насип, і стіни, що захищають виїмки.

2. За характером роботи потрібно розрізняти наступні підпірні стіни, що окремо стоять і пов'язані з прилеглими спорудами. Крім того, слід розрізняти підпірні стіни, які не піддаються тиску води, і гідротехнічні.

3. По висоті підпірні стіни підрозділяються на низькі – заввишки до 10 м, середні – висотою від 10 до 20 м і високі – висотою більше 20 м.

4. За матеріалом підпірні стіни можуть виготовлятися із залізобетону, бетону, бутобетону, бутової або цегельної кладки, різних дерев'яних або металевих конструкцій. Останнім часом, особливо в зарубіжній практиці будівництва все ширше застосовуються підпірні стіни з застосуванням сучасних синтетичних матеріалів.

5. За принципом роботи розрізняють такі типи підпірних стін:

5.1. Гравітаційні підпірні стіни, які в свою чергу можна розділити на масивні, напівмасивні, тонкоелементні і ґрунтозаповнені.

5.1.1. Масивні підпірні стіни, стійкість яких забезпечується в основному їх власною вагою і матеріал (бетон, бутова або цегляна кладка) відчуває переважно стискаючі зусилля (рис. 1). В залежності від нахилу задньої грані можна розділити підпірні стіни на круті, пологі і лежачі. Залежно від форми поперечного перерізу – на прямокутні, трапецеїдальні з похилою задньою і/або передньою гранню, нахилені в бік засипки, із ступінчастою задньою гранню, з розвантажувальним майданчиком та ін;

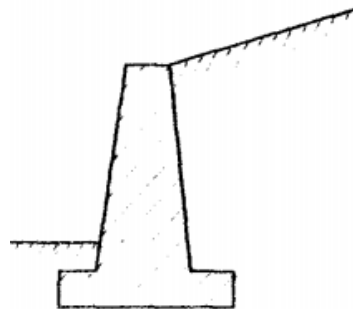


Рис. 1. Масивна підпірна стіна

5.1.2. Напівмасивні підпірні стіни, стійкість яких забезпечується як власною вагою стінки, так і вагою ґрунту, який лежить на фундаментній плиті (рис. 2). Такі стіни зазвичай являють собою конструкцію з армованого бетону, в якій розтягуючі зусилля сприймаються сталеву арматурою.

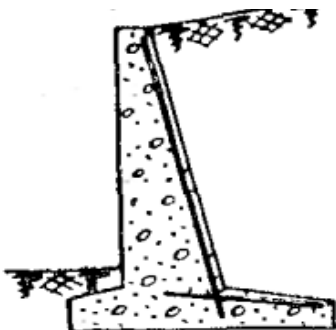


Рис. 2. Напівмасивна підпірна стіна

5.1.3. Тонкоелементні (кутового типу) підпірні стіни, зазвичай складаються з жорстко пов'язаних один з одним лицьових і фундаментних плит (рис. 3). Стійкість стін цього типу забезпечується в основному вагою ґрунту над фундаментною плитою і лише в невеликому ступені власною вагою. Вони отримали найбільш широке поширення в будівництві. Такі стіни можуть виконуватися з розвантажувальними майданчиками, фундаментні плити можуть виготовлятися горизонтальними, для збільшення опору зрушенню - похилими і з шипом.

По конструкціях кутові підпірні стіни можуть бути виконані монолітними, збірно-монолітними, а також збірними. Збірні кутові стіни можуть виготовлятися заводським способом - серійно і високої якості. Збірні кутові підпірні стіни дозволяють економити час будівництва, поліпшити якість і контроль виробів.

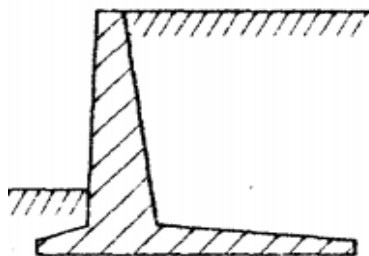


Рис. 3. Тонкостіна кутова підпірна стіна

Добре вивченим варіантом кутових підпірних стін є стіни-оболонки. Вони складаються з лицьової плити у формі оболонки і фундаментної плити, яка може бути плоскою або у вигляді

оболонки. В кутових стінах найбільш доцільно використовувати оболонки, момент опору перерізу яких зростає зверху вниз – відповідно до зростання епюри згинальних моментів. Цією властивістю володіють оболонки типу гіперболічного параболоїда і коноїда. Поряд з гіперболічним параболоїдом і коноїдом, які є оболонками подвійної кривизни, запропоновано більш прості форми оболонки – складчасті, які не мають зазначених властивостей зміни моменту опору, але більш технологічні при виготовленні, так як складаються з окремих плоских плит. Необхідно відзначити, що у всіх без винятку випадках заміни площинних конструкцій залізобетонних підпірних стін на просторові досягається суттєвий техніко-економічний ефект, що полягає не тільки в різкому скороченні витрат матеріалів (особливо арматурної сталі), але і в зниженні трудомісткості будівельно-монтажних робіт і загальної вартості зведення стін. До того ж, такі підпірні стіни мають візуальну привабливість лицьової поверхні.

5.1.4. Ґрунтозаповнені підпірні стіни складаються з різного роду конструкцій заповнених ґрунтом (рис. 4). Це можуть бути пустотілі ящики (рис. 5), які встановлюються в один, два і більше ярусу і заповнюються ґрунтом. Ящики можуть виготовлятися із залізобетону, металевих профільованих листів. Сюди ж слід віднести наскрізні конструкції зі збірних залізобетонних блоків або металевих профільованих листів. Широко поширеним варіантом ґрунтозаповнених підпірних стін є стіни з габйонів різних конструкцій.

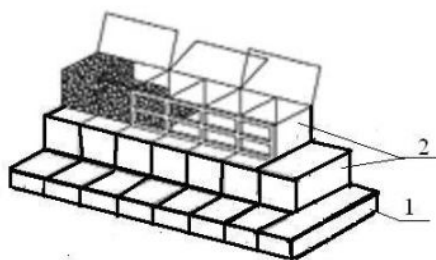


Рис. 4. Рекомендована схема установки ящиків в підпірній стінці:

1 – низький ящик; 2 – високий ящик

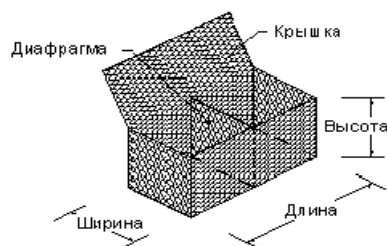


Рис. 5. Ящик для підпірної стінки

Їх перевагами є: низька матеріаломісткість; висока опірність навантажень; корозійна стійкість від дії води і ґрунту, атмосферних впливів, наносів; проникність і пористість конструкцій, яка забезпечує дренавання зворотної засипки; гнучкість, яка дозволяє цій структурі поглинати осідання ґрунту без руйнування споруди.

Ґрунтозаповнені підпірні стіни доцільно виконувати біопозитивними, заповнювати їх лицьову поверхню рослинним ґрунтом з наступним посівом і висадкою рослин. Стійкість споруди забезпечується: а) власною вагою; б) власною вагою і анкеруванням до армованого ґрунту зворотної засипки.

5.2. Контрфорсні підпірні стіни складаються з фундаментної і лицьової конструкцій, для збільшення жорсткості між якими влаштовуються контрфорси або поперечні ребра (рис. 6). Лицьова конструкція сприймає горизонтальний тиск ґрунту і передає його на контрфорси. Контрфорси, в свою чергу, передають навантаження на фундаментну конструкцію.

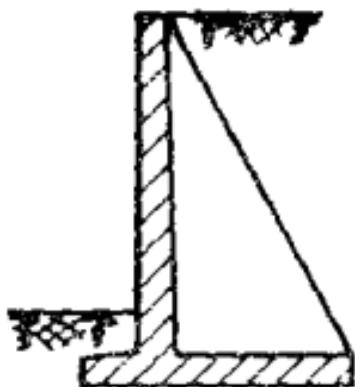


Рис. 6. Контрфорсна підпірна стіна

Традиційно, такі підпірні стіни виконувалися із залізобетону з щільною лицьовою частиною і масивними контрфорсами. Більш економічними рішеннями по витраті бетону і сталі є контрфорсні підпірні стіни, в яких в якості лицьової конструкції використовуються різної форми оболонки або мембрани, а контрфорс являє собою буронабивну палю вище рівня ґрунту, дві посічені палі або палю з розширенням ствола нижче рівня ґрунту. В контрфорсних підпірних стінках використовуються циліндричні, параболічні і коноїдалні оболонки. Ці типи оболонок у напрямку хвилі (тобто в напрямку прольоту між сусідніми контрфорсами) працюють переважно на стиск з невеликими крайовими моментами, що дозволяє практично

виключити робочу арматуру і значно знизити товщину оболонок. Цікаві коноїдалні оболонки, стріла підйому яких зростає зверху вниз пропорційно зростанню активного тиску ґрунту, тому оболонка однаковою товщиною у всіх перетинах.

Поряд з низкою типів підпірних стін у формі оболонок запропоновано виконання біопозитивних підпірних стін, тобто стін з лицьовими плитами у формі оболонок, які мають горизонтальні майданчики з відкритим ґрунтом, в якому висаджують в'юнкі рослини, і таким чином отримують озеленену вертикальну поверхню фасаду. Відомо, що саме зелена поверхня не викликає втоми очей водіїв на автодорогах. Аналогічно, як свідчать деякі дослідники, впливає і немонотонна лицьова поверхня підпірних стін-оболонок.

Контрфорсні підпірні стіни з вертикальним розташуванням мембран в якості лицьових елементів володіють зниженою витратою бетону і арматурної сталі. В якості мембран можуть застосовуватися полотна зі склопластику, склотканини, поліетилену, поліпропілену. Такі стіни можуть бути з анкерами, які утримують контрфорси, і без анкерів. Гнучка мембрана може мати циліндричну (рис. 7, а) або коноїдалну форму (див. рис. 7, б). З точки зору економії матеріалів переважає коноїдална форма, тобто трохи нагадує коноїда форма поверхні, яка приймається мембраною при ущільненні ґрунту засипки. Так як тонка мембрана (товщиною менше 1 см) дуже схильна до механічних пошкоджень, доцільно прикріпити захисно-декоративний екран на лицьовій поверхні стіни, прикріпленого до контрфорсів (див. рис. 7, в). Для зниження витрат матеріалів конструкція екрану може бути з отворами. Простір між екраном і мембраною можна заповнити ґрунтом, в який корисно висаджувати декоративні рослини. Таким поділом функцій (мембрана – несуча конструкція, а екран – захисна) може бути створена легка й виразна підпірна стіна.

Цікавою конструкцією є анкерно-контрфорсні підпірні стіни. Вони складаються з особових плит і контрфорсів, розташованих з боку ґрунтової засипки та затиснених в ній, тобто є одночасно жорсткими анкерними елементами. Ці конструкції дозволяють залучити ґрунт в роботу споруди та реалізувати несучу здатність системи «споруда – ґрунт», знизивши при цьому матеріаломісткість конструкції.

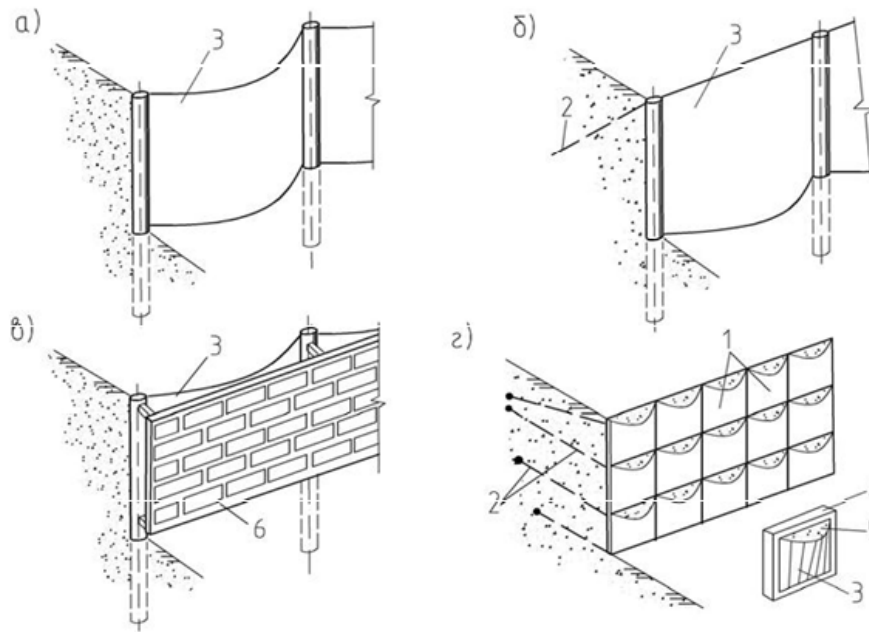


Рис. 7. Варіанти матеріалозберігаючих підпірних стін з застосуванням мембранних матеріалів:
 а) – контрфорсні з циліндричними мембранами; б) – те ж, з коноїдальними мембранами; в) – те саме, з декоративним і захисним екраном; г) – з мембранними лицьовими елементами і гнучкими, армуючими ґрунт анкерами; 1 – мембранний лицьовий елемент; 2 – гнучкий анкер; 3 – мембрана, 4 – рамка, 5 – ґрунт; 6 – захисний екран

5.3. Підпірні стіни на пальовому фундаменті на відміну від стін на природній основі зводяться на палях (рис. 8). Застосовуються вони головним чином при недостатній міцності ґрунтів під подошвою підпірної стіни. Навантаження передаються палями на глибокі міцніші шари ґрунту. Існують різні варіанти устрою пальового основи, що розрізняються видом застосовуваних паль, їх взаємним розташуванням і технологіями зведення. Також можливі різні варіанти конструкції, що сприймають горизонтальний тиск ґрунту. Це може бути масивна стіна, кутова у формі плоскої плити або оболонки, жорстко пов'язаної з пальових ростверком.

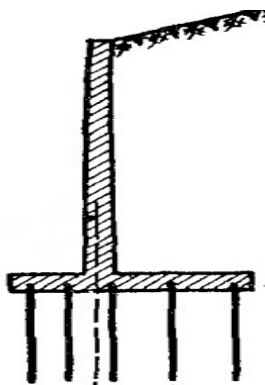


Рис. 8. Підпірні стіни на пальовому фундаменті

5.4. Підпірні стіни з паль є підпірні споруди, що виконуються з паль різних видів і технологій зведення, які можуть розташовуватися в один або більше рядів. Ряди паль доцільно

об'єднувати загальним ростверком.

5.5. Підпірні стіни з армованого ґрунту. Це підпірні стіни з лицьовими елементами у вигляді малорозмірних збірних плит або оболонок з металу, залізобетону, бетону або пластмас і заанкерених в насипний ґрунт з пошаровим ущільненням за допомогою гнучких смугових анкерів, сіток або суцільних мембран. Хоча вони отримали назву конструкцій з армованого ґрунту, було б правильніше сказати, що вони є стінами із застосуванням армованого ґрунту і збірних особових плит.

Розвиваються методи армування насипного ґрунту з подальшим ущільненням, в тому числі пошарове армування смугами або мембранами, і дисперсне армування добавкою в ґрунтову суміш синтетичних волокон. Переваги армування полягають у можливості все більшого включення в роботу обсягу ґрунту.

Слід зазначити повністю мембранні підпірні стіни, в яких гнучкі мембрани, що сприймають тиск ґрунту, передають зусилля на анкерні горизонтально розташовані мембрани.

Підпірні стіни з армованого ґрунту можуть бути альтернативним варіантом практично у всіх випадках застосування традиційних підпірних стін різних конструкцій.

5.6. Тонкі (консольні) підпірні стіни (рис. 9), стійкість яких забезпечується защемленням їх в основу. До цього типу належать шпунтові підпірні стіни, а також зведені методом «стіна в

грунті». Для зменшення глибини закладення таких стінок, розміри їх перетину, а також для підвищення їх жорсткості застосовуються ґрунтові анкери різних конструкцій, або армування ґрунту зворотної засипки, що знижує бічний тиск ґрунту на стіну.

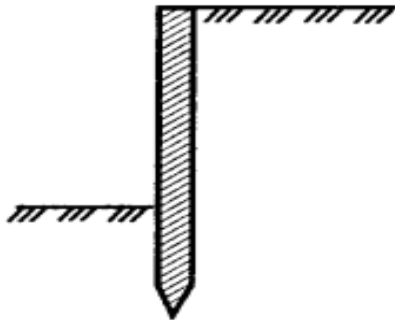


Рис. 9. Підпiрнi стiни на пал'овому фундаментi

5.7. Пальово-анкерна споруда. Спорудження утворюється з вертикальних залізобетонних буронабивних паль, яке складається як мінімум із двох паралельних рядів паль на схилі гір і розташованих у шаховому порядку в плані.

Ростверки нижнього ряду паль похило з'єднуються за допомогою анкерних тяг палями верхнього ряду в результаті утворюється комплексне споруда з жорстких паль і гнучких залізобетонних анкерних тяг (рис. 10).

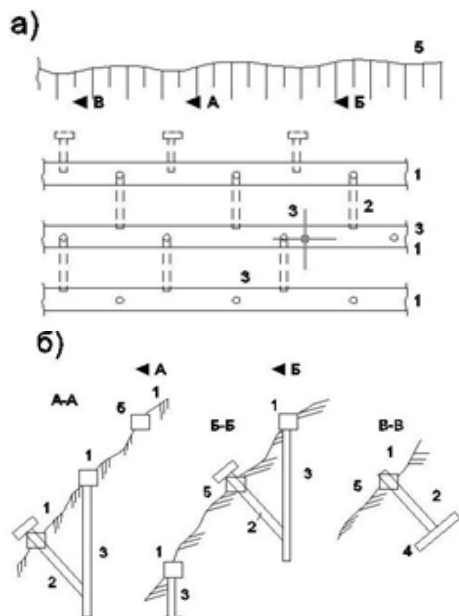


Рис. 10. Пальово-анкерна споруда: а – трирядове розташування паль; б – розрізи по А-А; Б-Б; В-В; 1 – ростверк – пояс; 2 – нахилений залізобетонний анкер; 3 – буронабивні палі; 4 – анкерна плита, 5 – поверхня схилу

5.8. Мобільна підпiрна стiнка (рис. 11).. Підпiрна стiнка складається з фігурних бетонних

блоків у формі «їжака», криволінійні верхні і нижні поверхні яких забезпечені відповідно 4 і 2 поздовжніми ребрами, а торцеві сторони забезпечені трикутними вертикальними виїмками, які є при монтажі сполучною шпонкою. Крім того в середині блоку передбачено вертикальний отвір для розміщення арматурних штирів.

Замість поздовжніх ребер можуть бути шахово-розташовані зуби (клиноподібні невеликі виступи). По висоті вертикальні, а в плані криволінійні розташування блоків створює захисну дугоподібну підпiрну стiнку. Вільне зміщення верхніх і нижніх блоків відносно один одного створює мобільну конструкцію стiнки, яка може приймати будь-яку форму поверхні схилу або укусу. Блоки монтується за схемою цегляної кладки. Блоки монтується за схемою цегляної кладки. Уздовж стiнки шва кладки перев'язуються в кожному ряду. Таким чином, в утворений наскрiзний вертикальний отвір ставляться арматура і кінці у зоні трикутних виїмок блоків замоноличуються бетоном.

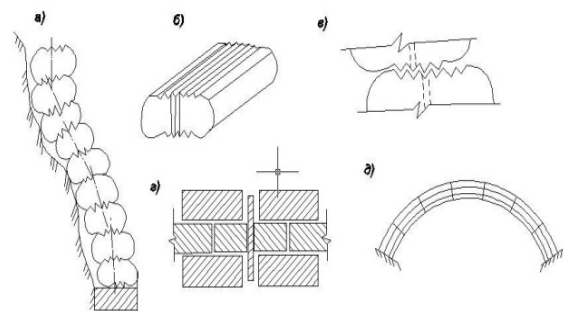


Рис. 11. Мобiльна пiдпiрна стiнка: а – загальний вид стiнки; б – фігурний блок; в, г – фрагменти з'єднання блоків; д – аркова форма

Висновки

Запропоновані варіанти типу і конструкції підпiрних стiн можуть бути використані для підсилення ґрунтових масивів в залежності від реальних умов будівництва і експлуатації штучних споруд різного призначення.

Вище приведена класифікація далеко не вичерпує всього існуючого різноманіття конструкцій. Вона може бути уточнена з вдосконаленням старих і появою нових конструкцій.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Клейн, Г. К. Расчет подпорных стен [Текст] / Г. К. Клейн. – Ярославль: Высш. шк., 1964. – 196 с.
2. Полевиченко, А. Г. Расчет свайной подпорной стены для укрепления неустойчивых откосов и

- склонов [Текст] / А. Г. Полевиченко – Хабаровск: Изд-во ДВГУПС, 2006. – 25 с.
3. Каганов, Г. М. Гидротехнические сооружения армированного грунта [Текст]: учебн. пособие / Г. М. Каганов, И. М. Евдокимова, К. И. Шевченко – М.: Изд-во «Полиграфический комплекс НИИ-Природа», 2004. – 607 с.
4. Тетиор, А. Н. Экологичные подпорные и шумозащитные стены [Текст] / А. Н. Тетиор. – М.: МГУП, 2006. – 174 с.

Надійшла до редколегії 02.07.2012.

Прийнята до друку 24.07.2012.

В. Т. ГУЗЧЕНКО, М. А. ЛИСНЕВСКИЙ (ДИИТ)

КЛАССИФИКАЦИЯ ПОДПОРНЫХ СТЕН

В статье приведена классификация различных конструкций подпорных стен. Особое внимание уделено материалосберегающим конструкциям. В частности, рассмотрены конструкции подпорных стен с применением мембранных материалов и армированного грунта. Отмечены подпорные стены с применением железобетонных оболочек различной формы, стены на свайном фундаменте, стены из габионов и анкерно-контрфорсные стены.

Ключевые слова: подпорная стена, грунтовый массив, мембранные материалы, свайный фундамент

V. T. GUZCHENKO, M. A. LISNEVSKYY (Dniepropetrovsk National University of Railway Transport)

CLASSIFICATION OF RETAINING WALLS

Classification of various retaining walls structures is given in the article. It gives special attention to material saving structures. Particularly this article talks us about structures of retaining walls with membrane materials and reinforced earth. Retaining walls with application of reinforced concrete shell structures of the various shapes, wall on pile foundation, gabion walls and anchor counterfort retaining walls are noted.

Keywords: retaining wall, soil massif, membrane materials, pile foundation

В. С. ДОРОФЄЄВ, В. М. КАРПЮК, О. М. ПЕТРОВ, М. М. ПЕТРОВ (Одеська державна академія будівництва і архітектури)

РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ СТЕРЖНЕВОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОНСТРУКЦІЇ З УРАХУВАННЯМ ЇЇ СКЛАДНОГО НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ

Представлена розрахункова модель дозволяє оцінювати зміну напружено-деформованого стану залізобетонного стержня в процесі простого пропорційного навантаження на всіх стадіях його роботи, включаючи руйнування, з урахуванням реальних властивостей матеріалів.

Ключові слова: напружено-деформований стан, залізобетонний стержень, стадія роботи, властивість матеріалу

Вступ

Раціональне проектування будівельних конструкцій наштовхується на відомі труднощі внаслідок того, що залізобетон є композитним, непружним, неоднорідним і анізотропним матеріалом, здатним як до утворення тріщин, крихкого руйнування, так і до появи пластичних властивостей, повзучості, усадки та набування.

До теперішнього часу недостатньо вивченим є опір залізобетонних елементів дії зовнішнього навантаження при складному напружено – деформованому стані, який характеризується виникненням в них поперечних та поздовжніх сил, згинальних та крутних моментів. Наслідком цього являється напівемпіричний підхід до їхнього розрахунку.

Отже, дослідження за вказаним напрямком є важливими та актуальними. Вони тісно пов'язані з науковою тематикою академії, носять системний характер і являються складовою частиною держбюджетної теми № 0108U000559 Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України.

Аналіз попередніх досліджень

Вивченню фізичної нелінійності бетону та залізобетону присвячені піонерні розробки А. Ф. Лолейта [1], В. І. Мурашева [2]. Вони створили передумови для розвитку інженерних методів розрахунку залізобетонних конструкцій, що згинаються. Проте, ці теорії дають відповідь про характер розподілу напружень по висоті перерізу елементів тільки на окремих стадіях їхньої роботи й не дозволяють простежити за дійсним напружено – деформованим станом аж до появи граничного стану, як правило, нормальних перерізів.

Для вивчення процесу деформування дослідних складно напружених залізобетонних елементів потрібно, як виявилось, застосувати теорію пластичності, методи механіки деформування та руйнування твердого тіла.

Початок дослідженням пластичності матеріалів при складному напружено – деформованому стані покладено роботами Л. Прандтля, Е. Рейсса, О. А. Ільюшина та ін. Проте, досить швидко виявилася непридатність вказаних класичних теорій для описання пластичності бетону, оскільки бетон має різну міцність на стиск і розтяг, в ньому можуть утворюватися тріщини, що разом визиває появу деформаційної анізотропії та ефект дилатації при тривісному стиску.

Г. О. Генієв, В. М. Киссюк, Г. О. Тюпін [3] вперше запропонували урахувати всі перераховані вище особливості деформування бетону, який розглядається як нелінійно – пружний ізотропний матеріал, а залізобетон – трансверсально ізотропним як до, так і після утворення тріщин.

Праці А. І. Козачевського, В. М. Круглова [4], С. Ф. Клованича [5], В. І. Корсуна [6] суттєво розвили запропоновану в [3] теорію пластичності бетону і залізобетону.

В дослідженнях [7, 8, 9] М. І. Карпенко та його учні розвивають теорію малих пружно-пластичних деформацій, у якій бетон як до, так і після появи тріщин розглядається як анізотропний матеріал з дискретним розташуванням арматури.

Основи сучасних уявлень про теорію міцності бетону при тривісному напруженому стані були закладені М. М. Філоненко-Бородичем [10], Г. О. Генієвим, В. М. Киссюком, Г. О. Тюпіним [3], Г. С. Писаренком, А. А. Лебедєвим [11], Т. А. Баланом, С. Ф. Клованичем [12], М. І. Карпенком [7] і його учнями, Dei Poli [13], К. Н. Gerstle [14], Н. В. Kupfer [15] та ін.

Поява сучасних високопродуктивних ЕОМ з великим об'ємом пам'яті зробила можливим розв'язання задач зі складними розрахунковими моделями числовими методами. У такій ситуації головним постає питання про вибір ефективного числового методу [9].

Формулювання задачі та основні передумови

Розглядається залізобетонний стержень прямокутного перерізу (рис. 1) сталой за довжиною жорсткості, у розрахункових перерізах якого має місце загальний випадок напружено-деформованого стану.

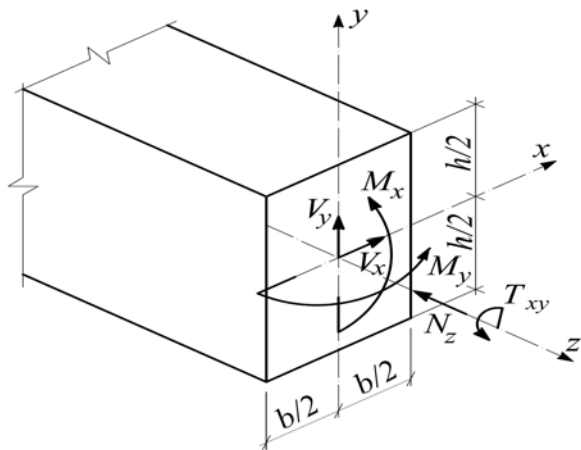


Рис. 1. Схема внутрішніх зусиль у поперечному перерізі стержня у загальному випадку його напружено – деформованого стану.

Стержень виготовлений з важкого бетону, твердіння якого відбувалося у нормальних природних умовах. Його армування довільне у вигляді системи ортогонально направлених стержнів робочої і монтажної арматури вздовж осі z , поперечної вертикальної (вздовж осі y) і горизонтальної (вздовж осі x) арматури.

Розглядається просте пропорційне навантаження стержня.

Задача на даному етапі досліджень – визначення несучої здатності залізобетонного стержня з урахуванням його центрального стиску (розтягу), косоного згину з вільним чи стисненим крученням, впливу конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії, нелінійних властивостей бетону й арматури.

Основні символи, індекси та позначення використовуються в даній моделі згідно з рекомендаціями діючих норм [16, 17].

Основні передумови:

– залізобетонний стержневий елемент є негнучким;

– зв'язки між напруженнями і відносними деформаціями в бетоні та арматурі встановлюються за допомогою повних діаграм стиску-розтягу та зсуву;

– розглядаються нормальні до повздовжньої осі розрахункові перерізи;

– розподіл загальних лінійних відносних деформацій по висоті розрахункового перерізу при деформації стиску (розтягу) та згину відповідає гіпотезі плоских перерізів;

– дотичні напруження у розрахунковому перерізі елемента при вільному його крученні визначаються згідно з рекомендаціями [18, 19];

– дотичні і нормальні напруження у розрахункових перерізах стержня при його стисненому крученні визначаються з урахуванням рішення М. І. Безухова [20] та згідно з рекомендаціями Ю. О. Школи [21];

– бетон і стержні повздовжньої арматури сприймають нормальні $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ та дотичні $\tau_{zx}, \tau_{zy}, \tau_{xy}$ напруження;

– стержні поперечної арматури сприймають тільки дотичні напруження τ_{zx} та τ_{zy} . Їх розподіл по довжині цих стержнів вважається нерівномірним;

– у якості критерію руйнування бетону (виникнення макротріщин) може бути прийнята феноменологічна умова міцності В. М. Круглова [4] або М. І. Карпенка [7] та його учнів;

– до появи макротріщин вважається справедливою умова сумісності деформацій бетону і арматури. Після їх появи бетон виключається з роботи і всі зусилля у перерізі з тріщиною сприймаються тільки арматурою;

– арматурні стержні виключаються з роботи з виникненням в них деформацій текучості. У якості критерію приймається умова текучості Губера-Мізеса-Генкі [20, 22];

– при переході від напружень до узагальнених внутрішніх силових факторів застосовується процедура числового інтегрування елементарних внутрішніх силових факторів по всій площі розрахункового перерізу. При цьому, розрахунковий переріз стержневого елемента умовно поділяється на окремі малі елементи – частки, в межах яких напруження вважаються однаковими.

Згідно з [3, 7, 23] міцність бетону в системі координат головних напружень $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ описується безперервною, випуклою, симетричною відносно октаедричного нормального напруження σ_0 та однаково нахиленою до вказаних координатних осей поверхнею, побудованою за

методом М. М. Філоненка-Беродича з використанням рівняння

$$f(\sigma_{oc}, \tau_{oc}, \theta_c) = \tau_{oc} - \tau_{olc}(\sigma_{oc}) \cdot \rho(\theta_c) = 0, \quad (1)$$

$$\rho(\theta_c) = \left[2a_c \cos \theta_c + b_c \sqrt{a_c (4 \cos^2 \theta_c - 1) + b_c^2} \right] / \left(4a_c \cos^2 \theta_c + b_c^2 \right), \quad (2)$$

де $a_c = 1 - c_c^2$, $b_c = 2c_c - 1$, $c_c = \tau_{o2c} / \tau_{olc}$.

Зв'язок між октаедричними напруженнями при кутах виду напруженого стану $\theta_c = 60^\circ$ і $\theta_c = 0^\circ$ згідно з [23] можна представити:

$$\begin{aligned} \sigma_{oc} &= A_1 \tau_{olc}^2 + B_1 \tau_{olc} + C_1, \\ \sigma_{oc} &= A_2 \tau_{o2c}^2 + B_2 \tau_{o2c} + C_1 \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} A_1 &= 4,14 / (f_{ck} - f_{ctk}); \\ B_1 &= (5,38 f_{ck}^2 + f_{ck} f_{ctk} - 6,38 f_{ctk}^2) / \left[4,24 (f_{ck} - f_{ctk})^2 \right]; \\ A_2 &= (4,09 f_{ck} - 4,16 f_{ctk}) / (1,20 f_{ck}^2 - 2,20 f_{ck} f_{ctk} + f_{ctk}^2); \\ B_2 &= (4,46 f_{ck}^2 - 2,04 f_{ck} f_{ctk} - 0,73 f_{ctk}^2) / (4,32 f_{ck}^2 - 7,92 f_{ck} f_{ctk} + 3,60 f_{ctk}^2); \\ C_1 &= -H = -(0,82 f_{ck} f_{ctk}) / (f_{ck} - f_{ctk}), \end{aligned} \quad (4)$$

де f_{ck}, f_{ctk} – характеристична (при проектуванні розрахункова f_{cd}, f_{ctd}) міцність бетону, відповідно, на стиск та розтяг. За формулою (1) можна однозначно описати поверхню міцності бетону, оскільки до неї через коефіцієнти (4) входять п'ять незалежних параметрів (його) міцності, які відповідають окремим випадкам напруженого стану: одновісному стиску

де σ_{oc}, τ_{oc} – октаедричні нормальні і дотичні напруження; θ – кут виду напруженого стану; $\rho(\theta_c)$ – інтерполяційна між $\tau_{ol}(\theta_c = 60^\circ)$ і $\tau_{o2}(\theta_c = 0^\circ)$ функція [23]:

Коефіцієнти A_1, A_2, B_1, B_2, C_1 отриманні шляхом «прив'язки» характерних точок на поверхні міцності бетону. Використовуючи експериментальні залежності В. М. Бондаренка і В. І. Колчунова [24] з урахуванням [16, 23] їх пропонується визначати за такими спрощеними формулами:

$R_c = f_{ck}$ і розтягу $R_p = f_{ctk}$, двовісному стиску $R_{2c} \cong 1,2R_c = 1,2f_{ck}$ і розтягу $R_{2p} \cong R_p = f_{ctk}$, а також тривісному рівномірному розтягу $R_{3p} = H \cong (0,82R_c \cdot R_p) / (R_c - R_p)$.

Кут виду напруженого стану в бетоні стержня, що розглядається, можна визначити за [20,23] з урахуванням $\sigma_x = \sigma_y = 0$

$$\theta_c = \frac{1}{3} \arccos \left(\frac{3\sqrt{3D_3}}{2\sqrt{D_2^3}} \right) = \frac{1}{3} \arccos \left[\frac{\sqrt{\sigma_{zc} \left[2\sigma_{zc}^2 + 9(\tau_{xyz}^2 + \tau_{yzc}^2 + \tau_{zxc}^2) \right]}}{2\sqrt{(\sigma_{zc}^2/3 + \tau_{xyz}^2 + \tau_{yzc}^2 + \tau_{zxc}^2)^3}} \right], \quad (5)$$

де D_2, D_3 – другий та третій інваріанти дев'ятого ра напружень.

З урахуванням (1), (3)

$$\sigma_{oc} = \frac{A_1}{\rho^2(\theta_c)} \tau_{oc}^2 + \frac{B_1}{\rho(\theta_c)} \tau_{oc} + C_1. \quad (6)$$

Граничні значення міцності бетону (на «поверхні» міцності) у вигляді $\bar{\sigma}_{oc}$ та $\bar{\tau}_{oc}$ визначаються розв'язком системи рівнянь:

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{oc} - \tau_m = m_\sigma (\bar{\sigma}_{oc} - \sigma_m); \\ \bar{\sigma}_{oc} = \frac{A_1}{\rho^2(\theta_c)} \bar{\tau}_{oc}^2 + \frac{B_1}{\rho(\theta_c)} \bar{\tau}_{oc} + C_1, \end{cases} \quad (7)$$

де σ_m та τ_m – напруження на попередньому рівні навантаження (при простому пропорційному навантаженні $\sigma_m = \tau_m = 0$); m_σ – коефіцієнт, що характеризує напружено-деформований стан бетону. Наприклад, при рівномірному тривісному розтязі $m_\sigma = 0$, двовісному розтязі-стиску $m_\sigma = \pm\sqrt{2}/2$, одновісному розтязі-стиску $m_\sigma = \pm\sqrt{2}$ (знак «+» відповідає деформації розтягу, «-» – стиску).

Умова текучості арматурної сталі Губера-Мізеса-Генкі [20, 22] при $\sigma_x = \sigma_y = 0$ має вид:

$$\sigma_{zs}^2 + 3\tau_{xys}^2 + 3\tau_{zxs}^2 + 3\tau_{zys}^2 = \tilde{f}_{yd}^2, \quad (8)$$

де \tilde{f}_{yd}^2 – розрахункова міцність арматури на границі текучості з урахуванням її зменшення внаслідок складного напруженого стану у порівнянні з центральним розтягом-стиском.

У загальному випадку складного напружено-деформованого стану цей критерій має вид:

$$\sigma_{xs}^2 + \sigma_{ys}^2 + \sigma_{zs}^2 - \sigma_{xs}\sigma_{ys} - \sigma_{ys}\sigma_{zs} - \sigma_{zs}\sigma_{xs} + 3\tau_{xys}^2 + 3\tau_{zys}^2 + 3\tau_{zxs}^2 = \tilde{f}_{yd}^2. \quad (9)$$

Для побудови діаграми зсуву у [21] використана гіпотеза теорії пружнопластичних деформацій, згідно з якою інтенсивність напружень пов'язана з інтенсивністю деформацій однією і тією ж залежністю для всіх видів напружених станів. Для випадку одноосного розтягу за пропозицією М. М. Малініна [25] інтенсивність напружень та інтенсивність деформацій представлена:

$$\sigma_i = \sigma; \quad \varepsilon_i = \varepsilon(1-2\nu)/3E, \quad (10)$$

де σ – нормальні напруження; ε – відносні осьові деформації.

При чистому зсуві інтенсивність напружень та інтенсивність деформацій можна знайти за формулами:

$$\sigma_i = \sqrt{3}\tau; \quad \varepsilon_i = \gamma/\sqrt{3}, \quad (11)$$

де τ – дотичні напруження; γ – кутові деформації.

Користуючись вищезазначеною гіпотезою М. М. Малінін [25] з (10) і (11) отримав вирази:

$$\sigma_i = \frac{\sigma}{\sqrt{3}}; \quad \gamma = \sqrt{3} \left[\varepsilon - \frac{(1-2\nu)\sigma}{3E} \right]. \quad (12)$$

Отже, діаграму зсуву матеріалу можна отримати з діаграми його осьового розтягу. Звідси модуль пружності матеріалу при зсуві:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{\sigma}{3} \left(\varepsilon - \frac{1-2\nu}{3E} \sigma \right)^{-1}. \quad (13)$$

Згідно з рекомендаціями М. І. Карпенка [7] діаграму деформування бетону при стиску (розтязі) з урахуванням [16] можна представити у вигляді:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b^0 \nu_b} = \frac{\sigma_c}{E_{cm} \zeta_c} = \varepsilon_c, \quad (14)$$

де $\varepsilon_b = \varepsilon_c$ – відносні лінійні деформації бетону; $\sigma_b = \sigma_c$ – нормальні напруження в бетоні; $E_b^0 = E_{cm}$ – початковий модуль пружності бетону; $\nu_b = \zeta_c$ – коефіцієнт зміни січного модуля пружності бетону.

Деформаційні залежності для бетону, що знаходиться у складному напружено-деформованому стані, доцільно формулювати також у вигляді зв'язку між октаедричними напруженнями і деформаціями [23]. При цьому, вважаються справедливими наступні гіпотези [7]:

– зв'язок між октаедричними напруженнями τ_{oc} і зсувами на октаедричних площинках γ_{oc} нелінійний: $\tau_{oc} = G_c(\gamma_{oc}) \cdot \gamma_{oc}$, де $G_c(\gamma_{oc})$ – січний (октаедричний) модуль зсуву бетону;

– зв'язок між октаедричними нормальними напруженнями σ_{oc} та середніми деформаціями ε_{oc} також нелінійний і має вигляд $\sigma_{oc} = K(\gamma_{oc}) \cdot (\varepsilon_{oc} - \rho_c \gamma_{oc}^2)$, де ρ_c – модуль дилатації (за Г. О. Генієвим [3] – g_{oc}); $K(\gamma_{oc})$ – модуль об'ємних деформацій.

Для визначення січних модулів по аналогії з гіпотезою [3, 7] про «єдину криву деформування» доцільно використати гіпотезу [23], згідно з якою форма зв'язку між напруженнями та деформаціями не залежить від виду напруженого стану, тобто зв'язок між τ_{oc} і γ_{oc} можна прийняти таким же, як і при одновісному стиску, і для визначення січного модуля зсуву прийняти (рис. 2) залежність ЕКБ, запропоновану Саенсом, $G_c(\gamma_{oc}) = G_{oc} \cdot f(\gamma_o)$, в якій

$$f(\gamma_{oc}) = \frac{1}{1 + A\eta + B\eta^2 + C\eta^3}, \quad (15)$$

де $C = \lambda(1 - \xi_r) / [\xi_r(\eta_r - 1)^2 - 1/\eta_r]$;

$B = 1 - 2C$; $A = C + \lambda - 2$; $\xi_r = \bar{\sigma}_r / f_{ck} \approx 0,85$ і

$\eta_r = \gamma / \bar{\gamma}_r \approx 1,41$; $\xi = \sigma_{oc} / f_{ck}$; $\eta = \gamma_{oc} / \bar{\gamma}_{oc}$;

$\lambda = \xi / \eta$ початковий модуль зсуву

$G_{oc} = G_{cm} = E_{cm} / [2(1 + \nu_c)]$;

$\sigma_{oc} = (\sigma_{xc} + \sigma_{yc} + \sigma_{zc}) / 3$;

$\varepsilon_{oc} = (\varepsilon_{xc} + \varepsilon_{yc} + \varepsilon_{zc}) / 3$;

$$\tau_{oc} = 1/3 \sqrt{(\sigma_{xc} - \sigma_{yc})^2 + (\sigma_{zc} - \sigma_{yc})^2 + (\sigma_{zc} - \sigma_{xc})^2 + 6(\tau_{xyc}^2 + \tau_{zyc}^2 + \tau_{zxc}^2)};$$

$$\gamma_{oc} = 2/3 \sqrt{(\varepsilon_{xc} - \varepsilon_{yc})^2 + (\varepsilon_{zc} - \varepsilon_{yc})^2 + (\varepsilon_{zc} - \varepsilon_{xc})^2 + 3/2(\gamma_{xyc}^2 + \gamma_{zyc}^2 + \gamma_{zxc}^2)}.$$

З урахуванням $\sigma_{xc} = \sigma_{yc} = 0$ для стержня, що розглядається: $\sigma_{oc} = \sigma_{zc}/3$;

$$\varepsilon_{oc} = \varepsilon_{zc}/3; \quad \tau_{oc} = 1/3 \sqrt{2\sigma_{zc}^2 + 6(\tau_{xyc}^2 + \tau_{zyc}^2 + \tau_{zxc}^2)};$$

$$\gamma_{oc} = 2/3 \sqrt{2\varepsilon_{zc}^2 + 3/2(\gamma_{xyc}^2 + \gamma_{zyc}^2 + \gamma_{zxc}^2)}.$$

Граничні (максимально можливі) зсуви $\bar{\gamma}_r$ на октаедричних площинках рекомендується визначати за рівнянням регресії [23], отриманим в результаті обробки відомих експериментальних даних при тривісному стиску А. В. Яшина і М. Д. Котсовоса:

$$\bar{\gamma}_r = 7,97(\tau_{oc}/f_{ck})^2 + 15,22(\tau_{oc}/f_{ck}) - 3,713. \quad (16)$$

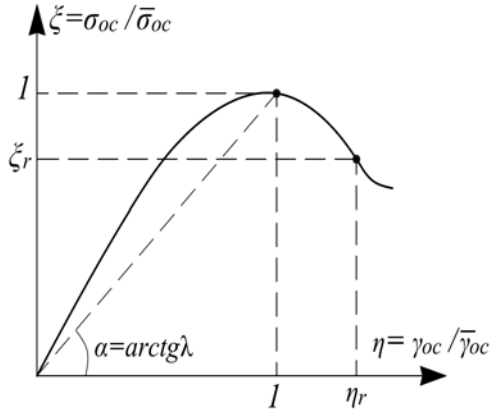


Рис. 2. Діаграма деформування бетону в умовах складного напруженого стану

Модуль дилатації бетону з урахуванням [141, 2] можна визначити за формулою:

$$\rho_c = g_{oc} = -\theta_c / \Gamma_c^2 = -(\varepsilon_{xc} + \varepsilon_{yc} + \varepsilon_{zc}) G_{oc} / 4f_{bk}, \quad (17)$$

де θ_c, Γ_c – відповідно, граничні об'ємні деформації та інтенсивність деформацій бетону зсуву при чистому зсуві; f_{bk} – характеристичне (при проектуванні – розрахункове f_{bd}) значення граничних напружень зчеплення [17], яке приблизно дорівнює $R_{b,sh} = 0,7\sqrt{R_b R_{bt}}$ за [28].

Модуль об'ємних деформацій за [23] визначається аналогічно:

$$K_c(\gamma_{oc}) = K_{oc} \cdot f(\gamma_{oc}),$$

де $K_{oc} = \frac{E_{cm}}{1 - 2\nu_c}$ – початковий модуль об'ємних деформацій.

З урахуванням викладеного, січний модуль пружності E_c та коефіцієнт поперечних деформацій ν_c складно напруженого бетону згідно з [8] визначається:

$$E_c = 3K_c(\gamma_{oc})G_c(\gamma_{oc}) / [G_c(\gamma_{oc}) + K_c(\gamma_{oc})], \quad (18)$$

$$\nu_c = [K_c(\gamma_{oc}) - 2G_c(\gamma_{oc})] / \{2[G_c(\gamma_{oc}) + K_c(\gamma_{oc})]\}.$$

Аналогічно з виразами для бетону можна отримати формули для січного модуля пружності при зсуві для арматурної сталі та залежності для діаграми її зсуву:

$$G_s = \frac{E_{sk} \vartheta_s}{[2(1 + \nu_s)]}; \quad \tau_s = \frac{E_{sk} \vartheta_s}{[2(1 + \nu_s)]} \gamma_s, \quad (19)$$

де ϑ_s – коефіцієнт зміни січного модуля пружності.

Осьову деформацію в стержнях поперечної арматури та відносну куту деформацію у прилеглому бетоні можна обчислити за [26]:

$$\varepsilon_{sw}^* = \gamma_c^* = \gamma_c [1 + d_{sw} E_{sw} \nu_{sw} (1 + \nu_c)] / (2l_{sw} E_{cm} \vartheta_c)^{-1}. \quad (20)$$

Сумісна робота поздовжньої та поперечної арматури при розрахунку залізобетонних елементів урахується зменшенням розрахункового значення границі текучості поздовжньої арматури згідно з [26,28]:

$$\tilde{f}_{yd} = f_{yd} \sqrt{1 - 3s^2 \kappa_1 (\alpha g^2 \alpha / l_{sw,x}^2 + \alpha g^2 \beta / l_{sw,y}^2)} / [4(1 + \nu_s)^2], \quad (21)$$

де κ_1 – понижуючий коефіцієнт, встановлений експериментальним шляхом, $\kappa_1 = 0,08 \dots 0,10$.

Розрахунковий поперечний переріз елемента

Бетонну частину поперечного перерізу стержня умовно розбиваємо на малі частки прямокутної форми (рис. 3), розмір яких узгоджується з крупністю найбільшої фракції бетону. Кожній з цих часток присвоюється відповідний номер [26]. Для кожної n -ої частки бетону в розрахунковому перерізі фіксуються координати її центру ваги відносно центру осей симетрії

перерізу x_{cn} , y_{cn} , площа A_{cn} , характеристична (нормативна) міцність бетону на стиск f_{ck} , розтяг f_{ctk} , початковий модуль пружності E_{cm} . Коефіцієнт Пуассона ($\nu_c = 0,2$) приймається сталим. Така фіксація міцнісних і деформаційних характеристик бетону для кожного елемента дозволяє розраховувати залізобетонні стержні складеного залізобетонного перерізу, бетонування або підсилення яких здійснювали за декілька етапів бетонами різної міцності й деформативності, а також залізобетонні елементи, пошкоджені корозією, температурними та іншими впливами.

Розташування стержнів поздовжньої арматури приймається дискретним. Кожному поздовжньому арматурному стержню присвоюється свій номер j , вказується його діаметр d_{sj} , положення центру ваги відносно центру осей симетрії перерізу елемента x_{sj} , y_{sj} , характеристичне значення міцності на границі текучості f_{ykj} (або $f_{0,2kj}$), характеристичне значення відносних деформацій арматурної або попередньо напруженої сталі при максимальному навантаженні ε_{uk} , початковий модуль пружності E_{skj} та клас арматури. Коефіцієнт Пуассона ν_s приймається сталим для всіх стержнів поздовжньої арматури і таким, що дорівнює 0,25. Розташування стержнів поперечної арматури в площині розрахункового перерізу приймається також дискретним. Горизонтальні і вертикальні стержні поперечної арматури (хомути) умовно

розбиваються на окремі ділянки, кожній з яких присвоюється номер i , фіксується її діаметр d_{swi} , площа поперечного перерізу A_{swi} , площа поверхні дотику з бетоном A_{cswi} та координати її центру ваги у площині розрахункового поперечного перерізу x_{swi} , y_{swi} відносно осей симетрії. Для всіх поперечних стержнів, що розташовані в площині перерізу, задаються міцнісні та деформаційні характеристики: характеристичне значення міцності на границі текучості f_{ywk} , характеристичне значення міцності на розтяг f_{twk} , модуль пружності E_{sw} , коефіцієнт Пуассона $\nu_{sw} = 0,25$, характеристичне значення відносних деформацій ε_{twk} , границя або рівень пружності та клас поперечної арматури.

По довжині залізобетонного елемента (вздовж осі z) поперечна арматура для вказаного на рис. 3 перерізу ураховується у вигляді розподіленого на його грані шару погонної площі згідно з рекомендаціями [26]

$$A_{zswi} = \pi d_{swi}^2 / (4s_i), \quad (22)$$

де s_i – крок поперечних стержнів у поздовжньому напрямку.

Рівняння рівноваги

З урахуванням наведених вище припущень і передумов рівняння рівноваги у розрахунковому перерізі прогінного залізобетонного елемента можна представити у вигляді:

$$\begin{aligned} N_z &= \sum_{n=1}^k A_{cn} \sigma_{zcn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} \sigma_{zsj}, \quad M_y = \sum_{n=1}^k A_{cn} \sigma_{zcn} X_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} \sigma_{zsj} X_{sj}, \\ M_x &= \sum_{n=1}^k A_{cn} \sigma_{zcn} Y_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} \sigma_{zsj} Y_{sj}, \quad V_x = \sum_{n=1}^k A_{cn} \tau_{zxcn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} \tau_{zxsj} + \sum_{i=1}^{l_{xsw,1-2,3-4}} A_{xswi} \sigma_{xswi}, \\ V_y &= \sum_{n=1}^k A_{cn} \tau_{zycn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} \tau_{zysj} + \sum_{i=1}^{l_{ysw,1-4,2-3}} A_{yswi} \sigma_{yswi}, \\ T_{xy} &= \sum_{n=1}^k A_{cn} (\tau_{zycn} X_{cn}^{tor} - \tau_{zxcn} Y_{cn}^{tor}) + \sum_{j=1}^m A_{sj} (\tau_{zysj} X_{sj}^{tor} - \tau_{zxsj} Y_{sj}^{tor}) + \\ &+ \sum_{i=1}^{l_{xysw,1-4}} A_{swi} (\sigma_{yswi} X_{swi}^{tor} - \sigma_{xswi} Y_{swi}^{tor}), \end{aligned} \quad (23)$$

де σ_{zcn} – нормальні напруження в n -ій частці бетонного перерізу; σ_{zsj} – нормальні напруження в j -му поздовжньому стержні; τ_{zxcn} , τ_{zycn} – дотичні напруження в n -ій частці бетонного перерізу; τ_{zxsj} , τ_{zysj} – дотичні напру-

ження в j -му поздовжньому стержні; σ_{xswi} , σ_{yswi} – нормальні напруження, які виникають на i -ій ділянці, відповідно, горизонтальної та вертикальної поперечної арматури.

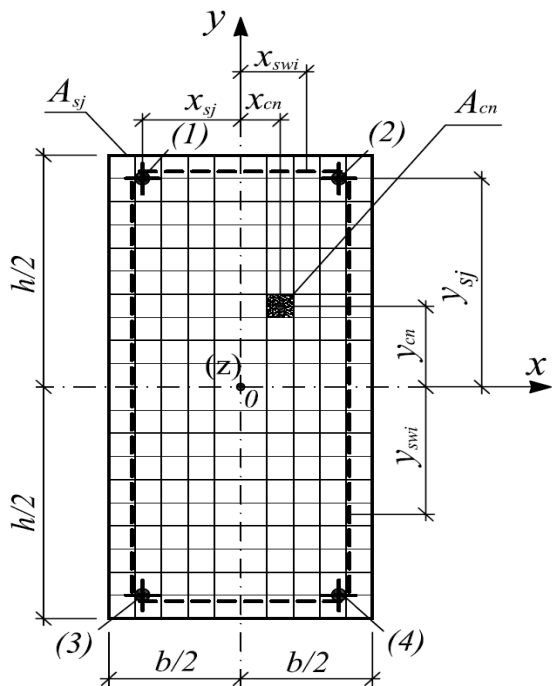


Рис. 3. Складові частки розрахункового поперечного перерізу стержня

Нормальні та дотичні напруження в рівняннях (23) визначаються за допомогою повних діаграм деформування бетону і арматури [7, 24, 26, 30] та прийнятих гіпотез за наступними формулами:

$$\begin{aligned} \sigma_{zml} &= E_{ml} \zeta_{zml} \varepsilon_{zml}; \quad \tau_{zxml} = G_{ml} \vartheta_{zxml} \gamma_{zxml}; \\ \tau_{zyml} &= G_{ml} \vartheta_{zyml} \gamma_{zyml}; \quad \tau_{xyml} = G_{ml} \vartheta_{xyml} \gamma_{xyml}; \\ \sigma_{yswi} &= E_{swi} \zeta_{yswi} \varepsilon_{yswi}^*; \quad \sigma_{xswi} = E_{swi} \zeta_{xswi} \varepsilon_{xswi}^*, \end{aligned} \quad (24)$$

де ζ – коефіцієнт зміни січного модуля пружності E_{ml} , ϑ – коефіцієнт зміни січного модуля пружності зсуву G_{ml} ; $m = s$ для часток бетонного перерізу, $m = s$ для стержнів поздовжньої арматури; $m = sw$ для стержнів поперечної арматури; l – номер частки бетону або стержня.

Узагальнені лінійні та кутові деформації визначаються з урахуванням гіпотези плоских перерізів, розв'язків теорії пружності [31] при поперечному згині, а також функцій розподілу напружень при стисненому [29] та вільному [32] крученні. Вони можуть бути представлені у вигляді:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{zml} &= \varepsilon_0 + \chi_x X_{ml} + \chi_y Y_{ml} + \beta_z \theta_z \varphi(X_{ml}^{tor}, Y_{ml}^{tor}) \\ \gamma_{zxml} &= K_x g_{xml} + K_y h_{yml} + \theta_z f_{zxml}, \\ \gamma_{zyml} &= K_y g_{yml} + K_x h_{xml} - \theta_z f_{zyml}, \\ \gamma_{xyml} &= -\theta_z f_{xyml}, \end{aligned} \quad (25)$$

де ε_0 – осьова відносна деформація елемента по лінії поздовжньої осі z ; χ_x, χ_y – кривизни згину у площинах дії згинальних моментів M_x, M_y відповідно. Їх можна знайти через середні деформації розтягнутої арматури і стиснутого бетону; K_x, K_y – кривизни зсуву в площинах дії поперечних сил V_x, V_y відповідно; θ_z – відносний (погонний) кут закручування одиниці довжини стержня (рад/м); $\varphi(X_{ml}^{tor}, Y_{ml}^{tor})$ – функція кручення Сен-Венана відносно центру кручення; β_z – коефіцієнт депланації перерізу, який при стисненому крученні визначається за формулою $\beta_z = \eta e^{-\eta z}$; η – коефіцієнт стиснення [21]; z – відстань вздовж осі елемента до найближчого жорсткого закріплення. При вільному крученні стержнів $\beta_z = 1$; $g_{xml}, g_{yml}, h_{xml}, h_{yml}$ – функції розподілу кутових деформацій при поперечному згині [31]; $f_{zxml} = \tau_{zxml} / \theta_z G_{ml}$; $f_{zyml} = \tau_{zyml} / \theta_z G_{ml}$; $f_{xyml} = \tau_{xyml} / \theta_z G_{ml}$ – функції розподілу при вільному [32] та стисненому [29] крученні.

Загальні фізичні співвідношення

Використовуючи рівняння рівноваги (23), узагальнені лінійні та кутові деформації (25), діаграми деформування матеріалів, [30], загальні фізичні співвідношення для розрахункового поперечного перерізу залізобетонного стержня можна представити:

$$\begin{Bmatrix} N_z \\ M_y \\ M_x \\ V_x \\ V_y \\ T_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & 0 & 0 & D_{36} \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ 0 & 0 & 0 & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \chi_y \\ \chi_x \\ K_x \\ K_y \\ \theta \end{Bmatrix}, \quad (26)$$

або

$$\{N\} = [D]\{\varepsilon\}, \quad (27)$$

де D_{11} – осьова жорсткість елемента:

$$D_{11} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cnn} \zeta_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} / \psi_{sj}; \quad (28)$$

D_{22}, D_{33} – згинальні жорсткості в площинах zox, zoy :

$$D_{22} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} X_{cn}^2 + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} X_{sj}^2 / \psi_{sj}, \quad (29) \quad D_{23} - \text{жорсткість взаємного впливу згину в двох площинах:}$$

$$D_{33} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} Y_{cn}^2 + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} Y_{sj}^2 / \psi_{sj}; \quad (30)$$

$$D_{23} = D_{32} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} X_{cn} Y_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} X_{sj} Y_{sj} / \psi_{sj}; \quad (31)$$

D_{12} , D_{13} – жорсткості впливу поздовжньої сили на згин та згинальних моментів на видовження елемента:

$$D_{12} = D_{21} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} X_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} X_{sj} / \psi_{sj}, \quad (32)$$

$$D_{13} = D_{31} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} Y_{cn} + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} Y_{sj} / \psi_{sj}; \quad (33)$$

D_{44} , D_{55} – жорсткості зсуву в площинах zox , zoy від дії поперечних сил:

$$D_{44} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zxcn} g_{xcn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zxsj} g_{xsj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,x}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{xswi} g_{xswi,c}, \quad (34)$$

$$D_{55} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zycn} g_{ycn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zysj} g_{ysj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,y}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{yswi} g_{yswi,c}; \quad (35)$$

D_{45} , D_{54} – жорсткості взаємного впливу згину в площинах zox , zoy :

$$D_{45} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zxcn} h_{xcn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zxsj} h_{xsj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,x}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{xswi} h_{xswi,c}, \quad (36)$$

$$D_{54} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zycn} h_{ycn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zysj} h_{ysj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,y}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{yswi} h_{yswi,c}; \quad (37)$$

D_{16} , D_{26} , D_{36} – жорсткості впливу крутного моменту T_{xy} на видовження та кривизни згину в площинах zox , zoy , поздовжньої сили N та згинальних моментів M_x , M_y на зсув у площині $hoу$:

$$D_{16} = D_{61} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} \beta_z \varphi(X_{cn}^{tor}, Y_{cn}^{tor}) + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} \beta_z \varphi(X_{sj}^{tor}, Y_{sj}^{tor}) / \psi_{sj}, \quad (38)$$

$$D_{26} = D_{62} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} X_{cn}^{tor} \beta_z \varphi(X_{cn}^{tor}, Y_{cn}^{tor}) + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} X_{sj}^{tor} \beta_z \varphi(X_{sj}^{tor}, Y_{sj}^{tor}) / \psi_{sj}, \quad (39)$$

$$D_{36} = D_{63} = \sum_{n=1}^k A_{cn} E_{cmn} \zeta_{cn} Y_{cn}^{tor} \beta_z \varphi(X_{cn}^{tor}, Y_{cn}^{tor}) + \sum_{j=1}^m A_{sj} E_{sj} \zeta_{zsj} Y_{sj}^{tor} \beta_z \varphi(X_{sj}^{tor}, Y_{sj}^{tor}) / \psi_{sj}; \quad (40)$$

D_{46} , D_{56} , – жорсткості впливу крутного моменту T_{xy} на зсув у площинах zox , zoy та поперечних сил V_x , V_y на зсув в площині $hoу$:

$$D_{46} = D_{64} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zxcn} f_{xcn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zxsj} f_{xsj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,x}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{xswi} f_{xswi,c}, \quad (41)$$

$$D_{56} = D_{65} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{zycn} f_{ycn}}{[2(1+\nu_c)]} + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{zysj} f_{ysj}}{[2(1+\nu_s)]} + \sum_{i=1}^{l_{sw,y}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{yswi} f_{yswi,c}; \quad (42)$$

D_{66} – жорсткість при крученні стержня в площині $хоу$

$$D_{66} = \sum_{n=1}^k \frac{A_{cn} E_{cmn} \vartheta_{xycn}}{[2(1+\nu_c)]} (f_{zycn} X_{cn}^{tor} - f_{zxcn} Y_{cn}^{tor}) + \sum_{j=1}^m \frac{A_{sj} E_{sj} \vartheta_{xysj}}{[2(1+\nu_s)]} (f_{zysj} X_{sj}^{tor} - f_{zxsj} Y_{sj}^{tor}) + \sum_{i=1}^{l_{sw,y} + l_{sw,x}} A_{swi} E_{sw} \zeta_{xyswi} (f_{zyswi} X_{swi}^{tor} - f_{zxswi} Y_{swi}^{tor}), \quad (43)$$

де ψ_{sj} – коефіцієнт В. І. Мурашева, який може бути визначений згідно з російськими нормами за формулою:

$$\psi_{sj} = 1 - \omega \sigma_{sj,cr} / \sigma_{sj}, \quad (44)$$

де $\sigma_{sj,cr}$ – напруження в j -тому стержні в момент виникнення тріщин; σ_{sj} – поточне напруження в j -тому стержні поздовжньої арматури на рівні навантаження, що розглядається; ω – коефіцієнт повноти епюри розтягнутого бетону, який

згідно з рекомендаціями [3] можна приймати: $\omega = 0,7$.

Вважається [30], що фізичні співвідношення (26)–(43) є справедливими на всіх стадіях напружено-деформованого стану стержневих залізобетонних елементів прямокутного перерізу при простому пропорційному їх навантаженні. Вони є частиною алгоритму визначення міцності та деформативності окремих розрахункових перерізів (рис. 4) цих елементів.

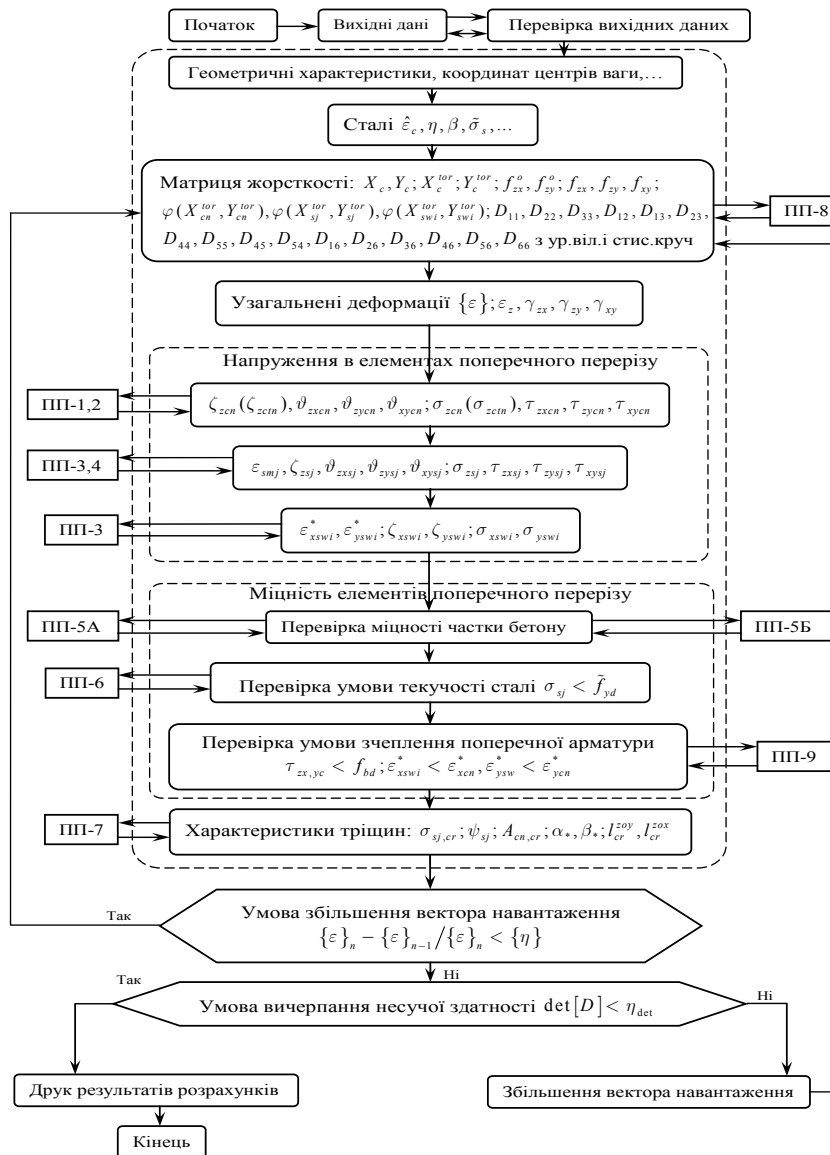


Рис. 4. Блок-схема алгоритму визначення несучої здатності розрахункового перерізу складно напруженого залізобетонного стержня

Висновки

Використаний підхід дає змогу ураховувати дискретність розташування поздовжньої та поперечної арматури, нелінійність властивостей матеріалів шляхом введення січних модулів при їх розтязі (стиску) та зсуві, нерівномірний розподіл напружень по довжині поперечної арматури, а також розглядати загальний випадок складного напруженого стану зі стисненим або вільним крученням, центральним чи позацентровим стиском (розтягом) з малими або великими ексцентриситетами, косим згином.

Вказані фізичні співвідношення можна застосовувати й до інших стержневих залізобетонних елементів, що випробують складний напружено-деформований стан, з довільною формою поперечного перерізу за наявності відповідних функцій розподілу дотичних напружень.

При сталому співвідношенні зовнішніх силових факторів на будь-якій стадії навантаження можна знайти вектор деформацій, використовуючи фізичні співвідношення (26)...(43):

$$\{\varepsilon\} = [D]^{-1} \{N\}. \quad (45)$$

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Новый проект Норм [Текст]: тр. конф. по мат-м I Всесоюз. конф. по бет. и ж. бетону 20-25 апреля 1930 г. в г. Москве / А. Ф. Лолейт. – М.: 1931. – 35 с.
2. Мурашев, В. И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона [Текст] / В. И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.
3. Гениев, Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона [Текст] / Г. А. Гениев, В. Н. Кисюк., Г. А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
4. Круглов, В. М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона в трехосном напряженном состоянии [Текст] / В. М. Круглов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 1. – С. 40-44.
5. Клованич, С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейной механике грунтов и бетонов [Текст] / С. Ф. Клованич // Строительные конструкции: межведомств. научн.-техн. сб. научн. Тр. НИИСК. – К.: 2004. – Вып. 61, Т. 1. – С. 103-108.
6. Корсун, В. И. Расчет конструкций на температурное и силовое воздействия с учетом неоднородности свойств материалов [Текст]: дис. доктора тех. наук: 05.23.01 / Корсун Владимир Иванович. – Макеевка, ДГАСА, 2005. – 365 с.

7. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Н. И. Карпенко. – М.: Строиздат, 1996. – 416 с.
8. Карпенко, Н. И. Определяющие соотношения для железобетона с трещинами при термосиловых воздействиях [Текст] / Н. И. Карпенко, С. Ф. Клованич // Строительная механика и расчет сооружений. – 1993. – № 2. – С. 6-11.
9. Клованич, С. Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона [Текст] / С. Ф. Клованич, И. Н. Мироненко. – Одеса, Изд-во ОНМУ, 2007. – 100 с.
10. Филоненко-Бородич, М. М. Об условиях прочности материалов, обладающих различным сопротивлением растяжению и сжатию [Текст] / М. М. Филоненко-Бородич // Инж. сборник. – 1954. – Вып. 19. – С. 36-48.
11. Писаренко, Г. С. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии [Текст] / Г. С. Писаренко, А. А. Лебедев. – К.: Наукова думка, 1976. – 416 с.
12. Балан, Т. А. Определяющие соотношения для бетона при сложном непропорциональном нагружении и нагребе [Текст] / Т. А. Балан, С. Ф. Клованич // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 2. – С. 39-44.
13. Dei Poli S. Present State of Some basic Researches on Concren: The behavior Until Failure, under Multiaxial Stresses [Текст] / S. Deil Poli // Y. Ital / Cem. – 1980. – V 50, № 9. – P.633-658.
14. Gerstle, K. H. Simple Formulation of Trioxial Concrete Behavior [Текст] / K. H. Gerstle // ACI Youmal. – 1985. – № 5. – P. 382-384.
15. Kupfer, N. B. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses [Текст] // N. B. Kupfer, K. H. Gtrstle // Y. Eng. Mech. Div. Proc. ASCE. – 1997. – V. 99.-EM4. – P. 853-856.
16. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкція будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування [Текст]: – Чиний від 2010-09-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с.
17. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування [Текст]: – Чиний від 2011-06-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
18. Тимошенко, С. П. Теория упругости [Текст] / С. П. Тимошенко, Дж. Гудьер: пер. с англ. – М.: Наука, 1975. – 576 с.
19. Прочность, устойчивость, колебания [Текст]: справочник в 3 т. Т.1. / под ред. И. А. Бюргера, Я. Г. Пановко – М.: Машиностроение, 1968. – 832 с.
20. Безухов, Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести [Текст] / Н. И. Безухов. – М.: Высш. школа, 1956. – 420 с.
21. Школа, Ю. В. Напряженное состояние балок, подверженных стесненному кручению [Текст] / Ю. В. Школа // Будівельні конструкції: міжвід-

- мчий зб. наук. праць / НДІБК – К., 2000. – Вип. 52. – С. 208-213.
22. Тимофеев, Н. И. Исследование железобетонных тавровых балок, работающих при стесненном кручении [Текст] // Известия вузов. Сер.: Строительство и архитектура. – 1970. – № 6. – С. 29-35.
 23. Бузушко, Д. І. Нелінійні моделі матеріалів при розрахунку залізобетонних конструкцій, що згинаються, методом скінчених елементів [Текст]: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 / Д. І. Бузушко. – Одеса, 2008. – 20 с.
 24. Бондаренко, В. М. Расчётные модели силового сопротивления железобетона [Текст] / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М.: Изд-во «АСВ», 2004. – 472 с.
 25. Малинин, Н. Н. Прикладная теория, пластичности и ползучести [Текст] / Н. Н. Малинин – М.: Высш. школа, 1956. – 420 с.
 26. Яременко, О. Ф. Несуча здатність та деформативність залізобетонних стержневих елементів в складному напруженому стані [Текст] / О. Ф. Яременко, Ю. О. Школа. – Одеса: МПП «Евен», 2010. – 135 с.
 27. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст]: учеб. для студ. высш. учебн. зав. строит. профиля / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – Изд. 4-е. – М.: Стройиздат, 1985. – 767 с.
 28. Байков, В. Н. Исследование железобетонных элементов, подверженных изгибу и кручению с учетом снижения предела текучести сложнопластической арматуры [Текст] / В. Н. Байков // Известия вузов. Сер.: Строительство и архитектура. – 1975. – № 1. – С. 11-17.
 29. Школа, Ю. А. Влияние стеснения на несущую способность и деформативность железобетонных стержневых элементов при изгибе с кручением [Текст]: в 2 т. Т. 1 / Ю. А. Школа // Будівельні конструкції: міжвідомчий наук. техн. зб. наук. праць (будівництво). / ДРДІБК – К., 2005. – Вип. 62. – С. 186-392.
 30. Яременко, О. Ф. Фізичні співвідношення для перерізів залізобетонних стержневих елементів у загальному випадку напруженого стану [Текст] / О. Ф. Яременко, Ю. В. Школа // Вісник нац. ун-ту «Львівська політехніка». № 600, Теорія і практика будівництва. – Львів: «Львівська політехніка», 2007. – С. 339-344.
 31. Хан, Х. Теория упругости. Основы линейной теории и ее применения [Текст] / Х. Хан: пер. с нем. – М.: Мир, 1988. – 344 с.
 32. Сен-Венан. Мемуар о кручении призм. Мемуар об изгибе призм [Текст] / под ред. Г. Ю. Джанелидзе: пер. с фр. – М.: Физматгиз, 1961. – 315 с.

Надійшла до редколегії 01.06.2012.
Прийнята до друку 18.06.2012.

В. С. ДОРОФЕЕВ, В. М. КАРПЮК, О. М. ПЕТРОВ, М. М. ПЕТРОВ (Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

РАССЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ СТЕРЖНЕВОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОНСТРУКЦИИ С УЧЕТОМ ЕЕ СЛОЖНОГО НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ

Представленная расчетная модель позволяет оценивать изменение напряженно-деформированного состояния железобетонного стержня в процессе простого пропорционального нагружения на всех стадиях его работы, включая разрушение, с учетом реальных свойств материалов.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние, железобетонный стержень, стадия работы, свойство материала

V. S. DOROFEEV, V. M. KARPYUK, O. M. PETROV, M. M. PETROV (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

CALCULATION MODEL OF THE CORED REINFORCED-CONCRETE CONSTRUCTION TAKING INTO ACCOUNT ITS DIFFICULT STRESS-STRAIN STATE

Presented calculation model allows estimating the change in the stress-strain state of reinforced concrete bar during a simple proportional loading at all stages of its work, including the destruction, taking into account the real properties of materials.

Keywords: stress-strain state, reinforced concrete bar, stages of its work, properties of materials

Е. В. ИГНАТЕНКО (Украинская государственная академия железнодорожного транспорта, Харьков)

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОРОТКИХ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОЛОН

Описана новая конструкция сталебетонного элемента, получены основные формулы для расчета сталебетонных колон при статическом кратковременном нагружении. Приведены возможные варианты соединения профилированного листа в единую обойму.

Ключевые слова: сталебетонный элемент, профилированный лист, сталебетонная колонна

Использование сталебетонных элементов прямоугольного сечения в конструкциях с внешним армированием сплошной обоймой экономически целесообразно. Стальная обойма, заменяя стержневую арматуру, воспринимает усилия во всех направлениях и под любым углом. Бетон в условиях всестороннего обжатия выдерживает напряжения, превышающие его призматическую прочность. Обойма защищена от потери местной устойчивости.

На данный момент известна следующая конструкция сталебетонного элемента [1], которая состоит из бетонного ядра, прокатных профилей, профилированных листов, соединительных элементов из уголков. Продольную нагрузку воспринимает бетонное ядро, работающее в условиях объемного напряженного состояния, благодаря боковому обжатю, вызванному многосвязной обоймой: прокатные профили и объединительные уголки. Бетонное ядро имеет повышенную прочность в сравнении с прочностью неизолированного бетона, а прокатные профили в значительной степени защищены от потери местной и общей устойчивости. Профилированные листы не могут потерять устойчивость в продольном направлении. Это достигается скреплением профилированных листов соединительными уголками с внутренней или внешней стороны прерывистым сварным швом. Соединительные элементы приварены продольным швом к прокатным профилированным листам и таким образом включены в работу в продольном направлении.

Недостатком данного сталебетонного элемента является наличие продольной жесткости металлической обоймы, это объясняется наличием продольной жесткости уголков крепления профилированного листа к прокатному профилю и собственно жесткостью прокатных профилей.

Устранить данные недостатки, возможно применив следующую конструкцию металлической обоймы сталебетонного элемента (рис. 1).

Сталебетонный элемент состоит из: бетонного ядра 1, профилированных металлических листов обоймы 2, гнутых равнополочных уголков 3, сварного шва 4.

Заменив прокатные профили и соединительные угольковые элементы существующей конструкции, единым уголком мы добились значительного уменьшения продольной жесткости металлической обоймы значительно улучшив, таким образом, работу конструкции.

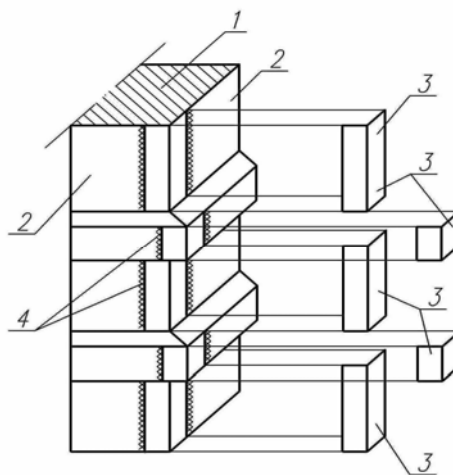


Рис. 1. Конструкция металлической обоймы сталебетонного элемента

Рассмотрим короткий сталебетонный брус, состоящий из металлической обоймы, бетонного ядра и поперечной стержневой арматуры (рис. 2). Внешняя продольная нагрузка p приложена к бетону и стали одновременно. В продольном направлении нагрузка передается только на бетон вследствие большой деформативности обоймы в продольном направлении.

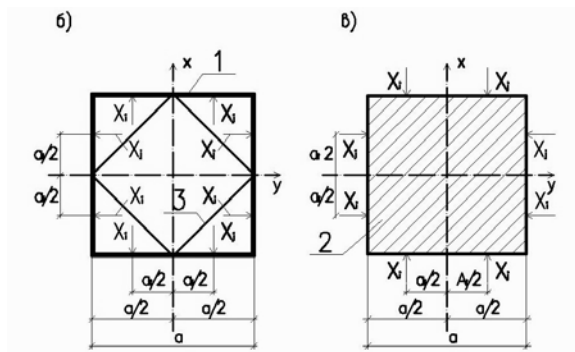


Рис. 2. Схема приложения нагрузки к сталебетонному брусу

Выделим сталебетонный элемент единичной длины. Расчётные схемы обоймы и ядра элемента показаны на рис. 3. За неизвестные примем нормальные X_i , X_j контактные силы.

Применяем квадратное сечение элемента, следовательно касательными контактными силами можно пренебречь.

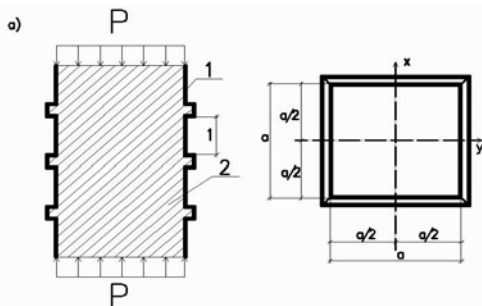


Рис. 3. Схема обоймы и ядра элемента

Считаем, что материал обоймы обладает свойствами идеальной упругопластичности. Зависимость между напряжениями и деформациями в бетоне для случая простого нагружения приняли в форме закона Гука. При этом параметры деформирования: секущий модуль \bar{E} деформаций бетона при сжатии (растяжении) и коэффициент поперечных деформаций $\bar{\nu}$ зависят от стадии напряженного состояния. Согласно источнику [2].

$$E(\sigma_0, S_I) = \frac{9K(\sigma_0, S_I) \cdot G(S_I)}{G(S_I) + 3K(\sigma_0, S_I)}; \quad (1)$$

$$\bar{\mu}(\sigma_0, S_I) = \frac{3K(\sigma_0, S_I) - 2G(S_I)}{2[G(S_I) + 3K(\sigma_0, S_I)]}, \quad (2)$$

где σ_0 – среднее напряжение; $K(\sigma_0, S_I)$ – секущий модуль относительных объёмных изменений бетона; $G(S_I)$ – секущий модуль сдвига.

В формулы (1), (2) входят предельные значения среднего напряжения инварианта σ_0 и S_I , которые могут быть найдены из рассмотрения критерия прочности бетона (3).

$$A + (1 - A) \frac{F(\sigma)}{F_c(\sigma)} = \sqrt{\frac{3}{2}} \cdot \frac{S_I}{R_c \cdot K(\varphi)}, \quad (3)$$

где $F(\sigma)$ – обобщенная функция среднего напряжения

$$F(\sigma) = \lg \left[B + \frac{R_p}{R_c} + \alpha \frac{\sigma}{R_c} + \beta \frac{\sigma^2}{R_c^2} \right] \quad (4)$$

ее выражение для случаев осевого сжатия и растяжения соответственно

$$F_c = \lg \left(B + \frac{R_p}{R_c} + \frac{\alpha}{3} + \frac{\beta}{9} \right); \quad (5)$$

$$F_p = \lg \left(B + \frac{R_p}{R_c} \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) + \frac{\beta}{9} \left(\frac{R_p}{R_c} \right)^2 \right), \quad (6)$$

где R_p – прочность бетона на растяжение; R_c – прочность бетона на сжатие (обычно $R_c = R_{np}$). Для бетона класса В30: $B = 1,1$, $\alpha = 1,41$, $\beta = 0,081$.

Параметр A , вытекающий из рассмотрения обобщенного критерия для случая осевого растяжения, равен:

$$A = \left[\frac{R_p}{R_c \cdot K(\varphi)} - \frac{F_p}{F_c} \right] / \left(1 - \frac{F_p}{F_c} \right). \quad (7)$$

Функция характеризующая вид напряженно-го состояния

$$K(\varphi) = 1 - a \cdot \sin \frac{3}{2} \cdot \varphi + b \cdot \sin^2 \frac{3}{2} \cdot \varphi. \quad (8)$$

Ее выражения для случая осевого растяжения:

$$K_p(\varphi) = 1 - a + b, \quad (9)$$

где для обычного тяжелого бетона, $a = 0,55 - R_p / R_c$, $b = 0,15$

Величины, зависящие от R_b , определяют интерполированием $R_b = 8,5 \dots 25$ и экстраполированием $R_b = 25 \dots 45$ МПа.

Силы взаимодействия между ядром и оболочкой находят из условия равенства переме-

щений на границе контакта из системы уравнений

$$A \cdot \bar{X} = -\bar{H}, \quad (10)$$

где $(\delta_{ki} - \delta_{ki}^*)$, $(\delta_{kj} - \delta_{kj}^*)$, матрицы A представляют собой разность поперечных перемещений точки k обоймы и ядра от единичных сил i, j состояний; элемент Δ_{kp} матрицы-столбца H – перемещение от внешнего продольного усилия в бетонном ядре.

Поперечные перемещения δ_{ki} , δ_{kj} , определяются для обоймы единичной длины методом сил в замкнутом виде. Для нахождения поперечных перемещений в бетонном ядре от единичных сил X_i, X_j , решаем в разностной форме дифференциальное уравнение плоской задачи с переменными по полю параметрами деформирования $\bar{\mu}$ и \bar{E}

$$\begin{aligned} & \frac{d^2}{dy^2} \left[\frac{1-\bar{\mu}^2}{E} \cdot \frac{d^2\varphi}{dy^2} - \frac{\bar{\mu}(1+\bar{\mu})}{E} \cdot \frac{d^2\varphi}{dx^2} \right] + \\ & + \frac{d^2}{dx^2} \left[\frac{1-\bar{\mu}^2}{E} \cdot \frac{d^2\varphi}{dx^2} - \frac{\bar{\mu}(1+\bar{\mu})}{E} \cdot \frac{d^2\varphi}{dy^2} \right] + \\ & + \frac{d^2}{dxdy} \left[\frac{2(1+\bar{\mu})}{E} \cdot \frac{d^2\varphi}{dxdy} \right] \end{aligned} \quad (11)$$

В свёрнутом виде разрешающее уравнение МКР для точки с координатами i, j представим в виде

$$\sum_{\chi=-2}^2 \sum_{L=-2}^2 \varphi(I+\chi, J+L) \times B(I+\chi, J+L) = 0 \quad (12)$$

где $\chi, L = -2, -1, 0, 1, 2$.

Значения функции φ и её производной на контуре определяют с использованием рамной аналогии [3]. Схема конечно-разностной сетки показана на рис. 4.

Поперечные перемещения в ядре от продольных усилий p найдём в результате приближённого решения пространственной задачи теории упругости для призматического тела единичной длины с переменными параметрами деформирования.

Данной задаче соответствует следующая система напряжений:

$$\sigma_X = 0, \quad \sigma_Y = 0, \quad \tau_{XY} = 0, \quad \tau_{XZ} = 0, \quad \tau_{YZ} = 0; \quad (13)$$

$$\sigma_Z = -\frac{N}{a^2}. \quad (14)$$

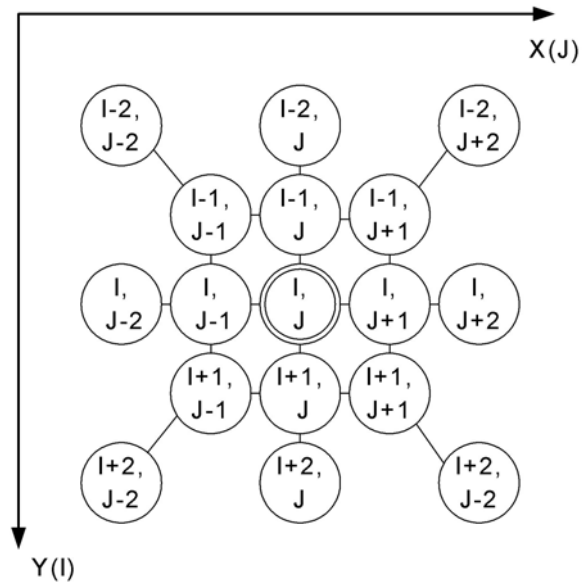
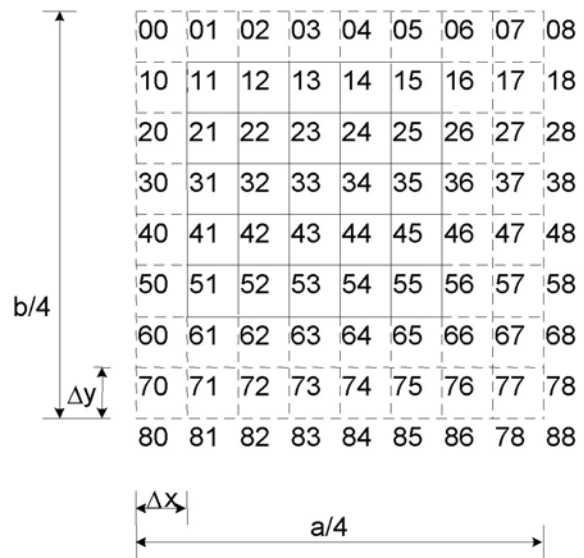


Рис. 4. Схема конечно-разностной сетки

Подставив выражения (13, 14) в закон Гука и выразив в нем деформации через уравнения Коши, получим следующие выражения:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot E}; \quad \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot E}; \quad \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{N}{a^2 \cdot E} \quad (15)$$

Проинтегрировав зависимости (15), получим следующие выражения для определения перемещений:

$$u = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot E} x + f; \quad v = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot E} y + \varphi;$$

$$w = \frac{N}{a^2 \cdot E} z + \psi \quad (16)$$

Продифференцировав выражения (16) и подставив производные в уравнение Коши, получим

$$\begin{aligned} \frac{\partial \psi}{\partial y} + \frac{\partial \varphi}{\partial z} = 0; \quad \frac{\partial f}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial x} = 0; \\ \frac{\partial \varphi}{\partial x} + \frac{\partial f}{\partial y} = 0. \end{aligned} \quad (17)$$

Дифференцируя выражения (17) и складывая уравнения почленно, перейдем к системе уравнений

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} = 0; \quad \frac{\partial^2 f}{\partial z^2} = 0; \quad \frac{\partial^2 f}{\partial y \cdot \partial z} = 0 \\ \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} = 0; \quad \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0; \quad \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \cdot \partial z} = 0 \\ \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} = 0; \quad \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0; \quad \frac{\partial^2 \psi}{\partial x \cdot \partial y} = 0 \end{aligned} \right\}. \quad (18)$$

Из системы уравнений (18) видно, что, полученные при интегрировании уравнений (15) функции f , ψ , φ , можно записать в следующем виде:

$$\begin{aligned} f &= m_1 \cdot y + m_2 \cdot z + m_3; \\ \varphi &= m_4 \cdot x + m_5 \cdot z + m_6; \\ \psi &= m_7 \cdot x + m_8 \cdot y + m_9 \end{aligned} \quad (19)$$

Продифференцировав выражения (19) и подставив их в (17), получим:

$$m_8 = -m_5; \quad m_7 = -m_2; \quad m_4 = -m_1. \quad (20)$$

С учетом выражений (19), уравнения (16) примут вид:

$$\begin{aligned} u &= \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot E} x + m_1 \cdot y + m_2 \cdot z + m_3; \\ v &= \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot E} y - m_1 \cdot x + m_5 \cdot z + m_6; \\ w &= -\frac{N}{a^2 \cdot E} z - m_2 \cdot x - m_5 \cdot y + m_9; \end{aligned} \quad (21)$$

Задавая граничные условия:
при $x=0$; $y=0$; $z=0$; $u=0$; $v=0$ получим $m_3 = m_6 = 0$;
при $x=0$; $y=0$; $z=h/2$; $u=0$; $v=0$ получим

$$m_9 = \frac{N \cdot h}{2 \cdot a^2 \cdot E} \quad (22)$$

при $x=0$; $y=0$; $z=h$; $u=0$; $v=0$ получим $m_2 = m_5 = 0$;

при $x=0$; $y=0$; $z=0$; $\partial u / \partial y = 0$ получим $m_1 = 0$.

С учетом граничных условий выражения (21) примут вид:

$$\begin{aligned} u &= \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot E} \cdot x; \quad v = \frac{N \cdot \bar{v}}{a^2 \cdot E} \cdot y; \\ w &= -\frac{N}{a^2 \cdot E} \cdot z + \frac{N}{a^2 \cdot E} \cdot \frac{h}{2} \end{aligned} \quad (23)$$

Тогда из формул (23) получим искомые перемещения Δ_{KF}^* . Подставив значение x и y получим

$$\Delta_{KF}^* = \frac{2N \cdot \bar{v}}{a \cdot E}. \quad (24)$$

Как показали численные расчёты, вторые производные от объёмной деформации равны 10^{-9} , а объёмная деформация 10^{-3} .

Предложенное решение реализуют численно при шаговом нагружении сталебетонного элемента. Линеаризацию осуществляют в процессе последовательных приближений, переменными параметрами которого являются секущий модуль деформаций бетона E_{IJ} (1) и коэффициент поперечных деформаций μ_{IJ} (2) в каждой точке конечно-разностной сетки. Процесс последовательных приближений продолжают до достижения удовлетворительного совпадения контактных сил X_i , X_j . При решении системы уравнений (10) исключают контактные силы, превышающие силы сцепления (склеивания) между бетоном и облойкой в местах контакта бетона с ровным металлическим листом. На каждом шаге нагружения определяют модули деформаций бетона в каждой точке и среднее значение для всего сечения E_b , коэффициенты поперечных деформаций, контактные силы, главные напряжения в бетоне σ_{b2} , σ_{b3} , положения главных площадок. В качестве конечного распределения напряжений в поперечном сечении ядра и оболочки принимают распределение напряжений, полученное при нагрузке

$$N = R_b \cdot a \cdot b + \sigma_T \cdot A_s, \quad (25)$$

где a, b – геометрические размеры бетонного ядра.

Предельные продольные напряжения $\tilde{\sigma}_{b1}$ в бетонном ядре вычисляют с использованием критерия прочности (3), а в стальном листе $\tilde{\sigma}_{s1}$ – энергетического критерия пластичности Мизеса.

$$\bar{\sigma}_{s1} = \frac{\sigma_T}{\sqrt{1 + \eta_s^2 - \eta_s}}, \quad (26)$$

где η_s – отношение поперечных напряжений σ_{s2} к продольным σ_{s1} .

Несущая способность сталебетонного элемента

$$\bar{N} = \sum_{n=1}^{\beta} \bar{\sigma}_{b1n} \cdot A_{bn}, \quad (27)$$

где β – число элементов бетонного ядра.

Проведя численные расчеты было выяснено: наиболее напряженными участками конструкции являются угловые зоны, поэтому применение уголков крепления оправдано, так как выводит зону сварного шва из наиболее напряженного участка.

Таким образом, разработан математический аппарат, позволяющий учесть контактное взаимодействие между бетонным ядром, работающим в условиях объёмного напряжённого состояния, и обоймой сталебетонного элемента при кратковременном статическом нагружении. Обоснована рациональность применения данной металлической обоймы для центрально нагруженных элементов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пат. RU №2122083 Сталебетонный элемент [Текст] / Чихладзе Э. Д., Колчунов В. И., Адамьян И. Р.
2. Яшин, А. В. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при неодноосных напряженных состояниях [Текст] / А. В. Яшин. – М.: НИИЖБ. 1985. – 72 с.
3. Абовский, Н. П., Численные методы в теории упругости и теории оболочек [Текст] / Н. П. Абовский, Н. П. Андреев, А. П. Деруга, В. И. Савченков. – Красноярск: Красноярский университет, 1986. – 384 с.

Поступила в редколлегию 25.06.2012.

Принята к печати 09.07.2012.

Є. В. ІГНАТЕНКО (Українська державна академія залізничного транспорту, Харків)

РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ КОРОТКИХ СТАЛЕБЕТОННИХ КОЛОН

Описана нова конструкція сталебетонного елементу, отримані основні формули для розрахунку сталебетонних колон при статичному короткочасному навантаженні. Приведені можливі варіанти з'єднання профільованого листа у єдину обойму.

Ключові слова: сталебетонний елемент, профільований лист, сталебетона колона

IEVGENII IGNATENKO (Ukrainian state academy of railway transport, Kharkov)

CALCULATION AND DESIGNING THE SHORT STEEL-CONCRETE COLUMN

Design new construction of steel-concrete element, taken a basic formula for calculation steel-concrete column by short duration static stress. Described the possible variants of connection of the profiled sheet in a single holder.

Keywords: steel-concrete element, profiled sheet, steel-concrete column

О РЕАЛЬНОЙ СТОИМОСТИ СООРУЖЕНИЙ

Статья посвящена оценке реальной стоимости сооружения, т.е. стоимости владения сооружением. Традиционно она включает оптимальную стоимость строительства моста, в том числе изыскания, проектирования, научного сопровождения, изготовления всех элементов мостового перехода, обустройства подходов. Вместе с тем, она учитывает эксплуатационные затраты: стоимость периодических ремонтно-восстановительных работ в течение всего срока эксплуатации, обновления ограждающих элементов конструкций вследствие морального и/или физического износа, утраченную прибыль в связи с выполнением обновлений и ремонтно-восстановительных работ.

Ключевые слова: стоимость владения сооружением, оптимальный диапазон надежности, эксплуатационные затраты

История развития инженерного искусства удивительным и непостижимым образом отражает эволюцию человеческого интеллекта. Постоянные поиски ответов на вопросы «почему» и «зачем» во все времена служили познанию природы, ибо природа непостижима, но познаваема. И если вопрос «почему» сопровождает интеллектуальное развитие ребенка, то вопрос «зачем» несет в себе поиск логических и причинно-следственных связей в природно-естественных явлениях и в событиях реальной жизни.

Наречие «зачем» со стилистической точки зрения означает удивление, иногда – отчаяние.

Ниже приведены несколько характерных примеров из области политики, автомобилестроения и мостостроения, которые иллюстрируют в концентрированном виде суть понятия «зачем».

1. Джон Фитцджеральд Кеннеди – президент США – однажды признался:

– у меня есть 1000 специалистов, которые знают, как построить пирамиду, но нет ни одного, кто скажет – а зачем ее строить?

2. Генри Форд при решении глобальной проблемы развития своей автомобильной корпорации стоял перед главным вопросом – каков тренд спроса на автомобили в большинстве мегаполисов США?

Самое удивительное состояло в том, что ответ на этот вопрос он не смог получить ни от экономистов, ни от градостроителей, ни от демографов, ни от политиков. Г. Форд обратился к всемирно известному бельгийскому физико-химику Илье Пригожину, русскому ученому, эмигрировавшему из России после 1917 года, лауреату Нобелевской премии за выдающиеся достижения в термодинамике.

В математической физике и нелинейной механике, астрофизике и космологии известно

научное направление под названием «теория сгущений». И. Пригожин искал ответ для прогнозирования спроса на автомобили в этом же вопросе – зачем?

Он стал изучать причины возникновения пробок на пересечениях магистралей в центральной части американских мегаполисов, которые имели все признаки сгущений. Причем, при образовании таких пробок восстановить движение не удавалось в течение очень длительного времени. Пригожин задался простым вопросом – зачем все машины так стремились в эти зоны сгущений, а не традиционным вопросом – сколько их было в этих зонах коллапса. На основе его исследований и рекомендаций Г. Форду были сформулированы два фундаментальных правила в мировом автомобилестроении:

– «уровень транспортной самодостаточности» для разных категорий жителей мегаполисов: зачем мне личный транспорт, если есть такси, муниципальный транспорт, велосипед, можно и пешком;

– «цена владения автомобилем» (а не стоимость автомобиля):

- a) собственно стоимость автомобиля;
- b) стоимость содержания, обслуживания и текущих ремонтов;
- c) стоимость гаража, общественной автостоянки;
- d) стоимость въезда в центр города;
- e) стоимость временной парковки в центре города;
- f) стоимость страхового полиса на автомобиль;
- g) стоимость страхования жизни и здоровья;
- h) дорожные сборы и налоги.

3. На вантово-арочном мосту «Живописный» в Крылатском в г. Москве был сооружен

подвесной ресторан на высоте свыше 80 м над проезжей частью моста. Многочисленные функции жизнеобеспечения ресторана (подъем посетителей и продовольствия, технологического оборудования, работа кухни, холодильного оборудования, энергообеспечение, аварийная эвакуация посетителей и обслуживающего персонала, водоснабжение и канализация) не совпадают с традиционными функциями моста, предназначенного сугубо для транспортного движения. В свою очередь, движение на мосту создает вибрации в ресторане, что делает его некомфортным для посетителей и обслуживающего персонала. В результате ресторан не функционирует и вопрос – зачем нужен был этот ресторан – по сей день остается без ответа.

Если экстраполировать этот ассоциативный ряд по сакраментальному смыслу наречия «зачем» на инженерные сооружения ответственного назначения, можно оказаться в пространстве фундаментальных вопросов рационального применения различных расчетных схем и моделей мостов с точки зрения надежности и долговечности, с одной стороны, и реальной стоимости сооружений в целом, с другой стороны. С этой точки зрения интересен следующий пример.

4. Вантовый мост через пролив Босфор Восточный на остров Русский в г. Владивостоке.

На начальном этапе проектирования вопрос выбора расчетной схемы мостового перехода находился в двух непересекающихся плоскостях: области рационального применения висячих и вантовых мостов и престиж владения рекордом пролета хотя бы на коротком этапе времени. Соответственно, ответ на вопрос – зачем принята вантовая схема именно с русловым пролетом 1104 м – можно найти на введенном в эксплуатацию вантовом мосту Sutong в Китае пролетом 1088 м. При этом, длину руслового пролета 1104 м можно обосновать гидрологическими условиями. Вместе с тем, вантовые системы мостов по ряду совокупных критериев, в том числе, строительной стоимости и непредсказуемых эксплуатационных затрат в условиях специфических особенностей метеорологии и сеймики створа мостового перехода и возможности транспортной изоляции острова Русский, нерациональны для пролетов свыше 800 м. Это тем более актуально для «узких» пролетных строений шириной до 30 м, т.е. при соотношении ширины руслового пролетного строения к его длине меньше 1/35.

Табл. 1 содержит полезные сведения о характерных геометрических параметрах некоторых мостов.

Таблица 1.

Сравнение характерных соотношений некоторых мостов

Типы мостов	Мосты	Геометрические параметры мостов, м			Соотношения параметров		ПИЛОН	
		Балка жесткости, м		Главный пролет, м				
		<i>B</i>	<i>H</i>		<i>L</i>	<i>H / L</i>	<i>B / L</i>	<i>H_{пил}</i>
Вантовые мосты	«Московский» Киев	31,4	3,9	300	1/80	1/10	100	1/6*
	Рига	28,6	3,25	312	1/100	1/11	110	1/6*
	«Южный» Киев	41,6	3,5	271	1/77	1/6,5	110	1/5*
	Одесса	14,3	2,0	115	1/60	1/8	44	1/5*
	Салехард	16,0	2,2	100	1/45	1/6	30	1/7*
	Владивосток	30,0	3,5	1104	1/315	1/35	320	1/3,5
	«Эразмус» Роттердам	30,0	2,25	284	1/130	1/10		
Висячие мосты	Такома	11,9	2,44	854	1/350	1/70	130	1/7
	Мессина	52,0	4,7	3300	1/700	1/60	376	1/9

(*) – однопилонные системы

Согласно теории гибких нитей при углах наклона вант меньше 25 градусов польза их применения невелика. Значительная часть несущей способности вант в таких случаях расходуется не по их функциональному назначению. В частности, для самых длинных и, к тому же, самых тяжелых вант моста через пролив Босфор Восточный на о. Русский распределение усилий между вертикальным и продольным компонентами, подчиняющееся «закону синуса», составляет 20 % и 80 %, соответственно. Следовательно, менее 20 % несущей способности вант обеспечивают вертикальную (и крутильную) жесткость вантового моста.

Эту оценку можно считать завышенной, поскольку фактический угол наклона вант в нижней точке их крепления к несущим конструкциям пролетного строения еще меньше за счет значительного провисания.

Таким образом, возникают реальные инженерные проблемы обеспечения надежности и расчетной долговечности вантовых мостов с предельными длинами русловых пролетов.

Принципиальное решение при выборе расчетной схемы любого мостового перехода необходимо принимать в пространстве понятия «стоимость владения сооружением» (по И. Пригожину), а не по оптимальной стоимости моста, поскольку к стоимости изысканий, проектирования, научного сопровождения и строительства моста, изготовления конструкций мостового перехода, обустройства подходов необходимо добавить эксплуатационные затраты. Причем, последние значительно ниже для мостов балочного типа по сравнению с висячими, вантовыми, арочными и другими типами мостов.

В этой связи полезно ознакомиться с диаграммой соотношений строительной стоимости и эксплуатационных затрат с точки зрения оптимальных совокупных затрат для обеспечения оптимальной надежности сооружений (рис. 1).

Расчетная стоимость сооружений определяется финансово-экономическим положением, уровнем развития теории расчетов, состоянием нормативной базы. Кроме того, на стоимость сооружений оказывают влияние уровень знаний о реальном характере работы сооружений и достоверность принимаемых в расчетах нагрузок и воздействий.

– Совокупный объем эксплуатационных затрат: отражает соответствие принятых в расчете нагрузок и воздействий их реальным зна-

чениям и свойств, применяемых материалов, реальным условиям эксплуатации;

– включает стоимость периодических ремонтно-восстановительных работ;

– включает стоимость обновления вследствие морального износа ограждающих элементов и конструкций;

– учитывает утраченную прибыль при выполнении ремонтно-восстановительных работ и обновлений.

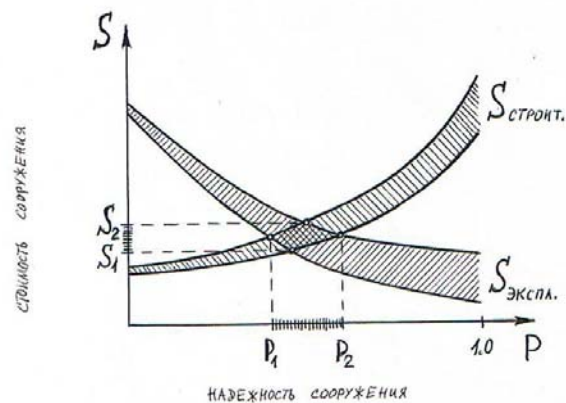


Рис. 1. Взаимозависимость строительной стоимости $S_{\text{строит.}}$ и эксплуатационных затрат $S_{\text{экспл.}}$ при заданном уровне надежности сооружения:

$P_{\text{опт}} = (P_1, P_2)$ – оптимальный диапазон надежности сооружения;

$S_{\text{опт}} = (S_1, S_2)$ – диапазон оптимальных затрат на строительство и эксплуатацию сооружения

Оптимальный диапазон надежности относится к сооружению в целом и едва ли целесообразно распространять его на вспомогательные и ограждающие конструкции, ресурс которых намного ниже расчетной долговечности несущих конструкций. Более важным требованием для них следует считать возможность ремонтпригодности или заменяемости, в том числе в случае морального и физического старения (износа).

Из этого логического ряда выпадают случаи принятия решений на исторических, архитектурно-эстетических, религиозных, военных, стратегических и иных принципах неэкономического характера.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Казакевич, М. И. Аэродинамика мостов [Текст]: краткий курс лекций / М. И. Казакевич. – Д.: Изд-во «Лира», 2012. – 186 с.
2. Корнеев, М. М. Стальные мосты: теоретическое и практическое пособие по проектированию

мостов [Текст]: в 2 т. Т. 1. – К.: Изд-во «Академпресс», 2010. – 532 с.

3. Перельмутер, А. В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных кон-

струкций [Текст] / А. В. Перельмутер. – К.: Изд-во УкрНИИПСК, 1999. – 212 с.

Поступила в редколлегию 14.05.2012.
Принята к печати 28.05.2012.

М. І. КАЗАКЕВИЧ (ДІПТ)

ПРО РЕАЛЬНУ ВАРТІСТЬ СПОРУД

Стаття присвячена оцінці реальної вартості споруди, тобто вартості володіння спорудою. Традиційно вона включає оптимальну вартість будівництва мосту, в тому числі вишукування, проектування, наукового супроводу, виготовлення усіх елементів мостового переходу, облаштування підходів. Разом з тим, вона враховує експлуатаційні витрати: вартість періодичних ремонтно-відновлюваних робіт протягом усього строку експлуатації, оновлення огорожуючих елементів конструкцій внаслідок морального і/чи фізичного зносу, втрачений прибуток у зв'язку з виконанням оновлень чи ремонтно-відновлювальних робіт.

Ключові слова: вартість володіння спорудою, оптимальний діапазон надійності, експлуатаційні витрати

MICHAEL KAZAKEVITCH (Dniepropetrovsk National University of Railway Transport)

THE REAL COSTS OF THE STRUCTURES

The presentation deals with the assessment of the structure real costs, i.e. structure ownership costs. Traditionally the costs comprise the optimum structure costs – the investigations, scientific research, construction, all passage element production, the structure approach arrangement including. At the same time the takes info consideration the exploitation expenses: the costs of the periodical reconditioning operations during the whole service life the costs of the structure railing element renovation due to the moral and/or physical depreciation and the profits reconditioning and restoring operation.

Keywords: the structure ownership costs, the reliability optimum range, exploitation costs

ПРИЧИНЫ ГЛОБАЛЬНЫХ И ЛОКАЛЬНЫХ ОТКАЗОВ ВАНТОВЫХ МОСТОВ

В статье рассматриваются основные причины отказов вантовых мостов по нескольким направлениям: физическим, математическим и технологическим. Дана оценка этих направлений. Описаны самые существенные недостатки вантовых мостов больших пролетов. Обсуждается понятие области их рационального применения. Уделено внимание актуальной проблеме стабилизации вантовых мостов больших пролетов в ветровом потоке.

Ключевые слова: вантовые мосты, висячие мосты, несущая способность вант, отказ, вибрация, дискомфорт, стабилизация

Современные тенденции строительства вантовых мостов больших и сверхбольших (свыше 900 м) длин русловых пролётов содержит в себе серьёзные вызовы в обеспечении их надёжности и достоверности, а также основных потребительских качеств этих транспортных сооружений.

Применение вантовых мостов больших пролётов противоречит философии существования понятия «области рационального применения» для различных типов мостов не только по назначению, материалу, виду, размеру, но и по статическим схемам. Как следствие лишены смысла фундаментальные основы технико-экономических обоснований, а принятие соответствующих условий переходит исключительно в директивную область.

Самыми существенными недостатками вантовых мостов больших пролётов, за пределами области их рационального применения, являются:

1. большая чувствительность к неравномерным осадкам опор, в том числе боковых пролётов, для некоторых типов расчётных схем;
2. необходимость увеличивать высоту пилонов для увеличения доли несущей способности вант с целью повышения изгибной и крутильной жесткости пролётного строения, что непременно приводит к возрастанию напряжённо-деформированного состояния пилонов в поле ветровых воздействий;
3. низкая эффективность использования несущей способности вант, особенно по мере возрастания их длины и, соответственно, уменьшения угла их наклона.

Например, для самых длинных (до 580 м) и, к тому же самых тяжёлых (до 80 т) вант вантово-балочного моста через пролив Босфор Восточный на остров Русский в г. Владивостоке с рекордной (по состоянию на начало XXI века) длиной руслового пролёта 1104 м распределение усилий между вертикальным и продольным

компонентами, подчиняющееся «закону синуса», при высоте пилонов 320 м составляет 20 % и, соответственно 80 %.

Следовательно, менее 20 % несущей способности самых длинных вант обеспечивают вертикальную (и крутильную) жесткость вантового моста. Эту оценку можно считать завышенной, поскольку фактический угол наклона вант в нижней точке их крепления к несущим конструкциям пролётного строения ещё меньше за счёт значительного провисания.

При этом особого внимания заслуживает учёт в расчётах напряжённо-деформированного состояния пролётного строения нарастающие к середине пролёта вантового моста значения продольного компонента усилий в вантах, передающегося в виде распора и накапливающегося в зонах пилонов.

Перечисленные выше факторы позволяют априорно утверждать, что большие и сверхбольшие длины пролетов – это область рационального применения висячих мостов благодаря возможности максимального использования несущей способности растянутых гибких элементов – каналов и подвесок.

Главные причины глобальных и локальных отказов вантовых мостов больших пролётов можно условно классифицировать по нескольким направлениям:

- физические;
- математические (расчётные);
- технологические.

К физическим причинам, характерным отчасти и для других статических схем мостов, следует отнести:

- недостаточные знания о реальных физико-механических свойствах реальных нагрузок и воздействий статического, динамического, кинематического происхождения, обладающих как потенциальной, так и кинетической энергией;

– отсутствие обоснованной обеспеченности перечисленных выше нагрузок и воздействий;

– отсутствие качественного и количественного аналога реальных энергетических спектров природно-климатических воздействий в створе мостового перехода с учётом реальной орографии местности;

– недостаточную достоверность идеализации сооружения и, как следствие, адекватность расчётной модели реальному сооружению с точки зрения статической, динамической работы и устойчивости в пространстве действующих нагрузок и воздействий;

– несоответствие принятой статической схемы (по современной классификации – вантово-балочной) области её рационального применения с точки зрения максимальной эффективности несущей способности основных элементов сооружения (балки жесткости, пилонов, вант) в силу действия «закона синуса» для вант максимальной длины.

К математическим (расчётным) причинам можно отнести недостоверность математической модели расчёта вантовых мостов на ветровые воздействия вследствие безнадёжно устаревших Строительных Норм и Правил «Нагрузки и воздействия» в ряде стран и, в первую очередь, в РФ в части учёта:

– неравномерности профилей ветрового потока вдоль продольной оси моста и по высоте пилонов вследствие большой длины пролёта и большой высоты пилонов при реальных орографических условиях створа и окрестностей мостового перехода;

– пространственного воздействия ветрового потока произвольного направления на сооружение;

– пространственных, преимущественно связанных динамических реакций сооружения в целом и его отдельных элементов (балки жесткости, пилонов, вант) на градиентный турбулентный ветровой поток естественной интенсивности;

– статической и динамической реакций сооружения на одиночный порыв ветра на вершину пилона, на конец консоли максимального вылета в процессе монтажа и на середину руслового пролёта при эксплуатации.

Технологические причины относятся, в основном, к строительной стадии вантовых мостов. В частности, существуют преимущественно два варианта монтажа вантовых мостов: с устройством временных промежуточных монтажных опор и навесным уравновешенным способом.

Первый вариант приводит к удорожанию стоимости строительства моста и часто препятствует нормальному судоходству.

Второй вариант создаёт проблемы обеспечения аэроупругой устойчивости собираемых внавес консолей пролётного строения. С увеличением вылета консолей значительно снижается изгибная и крутильная жесткости, а также, что не менее важно, критическая скорость возможного возникновения одного из видов аэроупругой неустойчивости – вихревого возбуждения, галопирования, флаттера, бафтинга или параметрических резонансов. Это зависит от динамических и диссипативных свойств сооружений и аэродинамических качеств принятой формы поперечного сечения балки жесткости.

Помимо этого необходимо учитывать реальные риски, по крайней мере, двух видов:

– дискомфортные вибрации балки жесткости и пилонов, препятствующие обеспечению качества монтажных работ в заданные сроки;

– вибрации вант при ветровых воздействиях.

В частности, чем больше установлено вант в процессе монтажа вантового моста и чем больше и длина, тем выше вероятность возникновения вибрации одной из вант или группы вант практически при любой скорости и направлении ветрового потока.

Вместе с тем, технологические причины возможных отказов вантовых мостов больших пролётов в процессе эксплуатации не менее редки, чем в строительной стадии, а иногда они более существенны и важны.

Для обеспечения надёжности и расчётной долговечности вантовых мостов больших пролётов требуется, как правило, в целях стабилизации пролётных строений, пилонов и вант в ветровом потоке большое количество устройств в механическом, гидравлическом, жидкостном или электронном исполнении типа демпферов, амортизаторов, гасителей, поглотителей.

Они представляют собой сложные, тонко настраиваемые изделия индивидуального конструирования, изготовления, сертификации и настройки на объекте на определённую частоту или очень узкий диапазон частот вибрации стабилизируемых элементов конструкций вантовых мостов.

Такие устройства требуют профессиональной подготовки персонала в составе службы эксплуатации для систематического контроля и регулирования настройки их частот и других параметров.

По существу, установка различных по конструкции и функциональному назначению:

– стабилизация балки жесткости при монтаже;

- стабилизация продольных перемещений и колебаний;
- стабилизация пространственных связанных колебаний балки жесткости в процессе эксплуатации;
- стабилизация пилонов при монтаже и/или эксплуатации;
- стабилизация вибрации вант соответствующих устройств на мостах любой расчетной схемы превращают его как транспортное сооружение в механизм. Это значительно усложняет нормальную эксплуатацию.

Ярким примером подобной трансформации служат многопролётный мост балочной схемы через р. Волга в г. Волгограде, вантovo-арочный мост «Живописный» через р. Москву в г. Москве и вантovo-балочный мост через пролив Босфор Восточный на остров Русский в г. Владивостоке.

Опыт эксплуатации висячих и вантовых мостов больших пролётов показывает существенные преимущества первых над вторыми. Основные критерии оценки эффективности эксплуатации этих типов мостов следующие:

1. совокупные эксплуатационные затраты;
2. обеспечение вертикального и горизонтального профилей пролётногo строения в проектном положении;
3. необходимость контроля и регулирования усилий в гибких элементах – канатах, подвесках, вантах;

М. И. КАЗАКЕВИЧ (ДІПТ)

ПРИЧИНИ ГЛОБАЛЬНИХ ТА ЛОКАЛЬНИХ ВІДМОВ ВАНТОВИХ МОСТІВ

У статті розглядаються основні причини відмов вантових мостів за декількома напрямками: фізичним, математичним та технологічним. Дана оцінка цим напрямкам. Описані самі суттєві недоліки вантових мостів великих прогонів. Обговорюється поняття сфери їх раціонального застосування. Приділена увага актуальній проблемі стабілізування вантових мостів великих прогонів у вітровому потоці.

Ключові слова: вантовий міст, висячий міст, несуча спроможність вант, відмова, вібрація, дискомфорт, стабілізація

MICHAEL KAZAKEVITCH (Dniepropetrovsk National University of Railway Transport)

THE CAUSES OF THE GLOBAL AND LOCAL FAILURES OF THE CABLE-STAYED BRIDGES

The presentation deals with the major causes of the cable-stayed bridge failures in several direction: physical, mathematical and technological. These directions have been estimated in the presentation. The major disadvantages of the cable-stayed bridge are noticed. The sphere of the cable-stayed bridge rational employment is being discussed. The urgent problem of stabilization of the long-span cable-stayed bridges is also pointed out.

Keywords: cable-stayed bridge, suspension bridge, the cable load-bearing capacity, failures, vibration, discomfort, stabilization

4. необходимость систематического контроля и регулирования настройки параметров огромного количества демпферов, поглотителей и других устройств стабилизации пролётногo строения, пилонов и вант вантовых мостов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы [Текст]. – введ. 1986-01.01. – М.: Госстрой России, 2001. – 214 с.
2. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
3. Казакевич, М. И. Избранное [Текст]: монография. – Д.: «Нова ідеологія», 2009. – 524 с.
4. Казакевич, М. И. Проблемы стабилизации вант [Текст] / М. И. Казакевич // Металлические конструкции. – 2001. – Т 17. – № 2 – С. 67-88.
5. Казакевич, М. И.. Актуальные заметки по аэродинамике зданий и сооружений [Текст]. – Д.: «Акцент», 2011. – 184 с.
6. Перельмутер А. В. Управление поведением несущих конструкций [Текст] / А. В. Перельмутер. 2-е изд., испр. и доп. – М.: Изд-во АВС, 2011. – 184 с.

Поступила в редколлегию 14.05.2012.

Принята к печати 28.05.2012.

Э. С. КАРАПЕТОВ, Д. А. ШЕСТОВИЦКИЙ (Петербургский государственный университет путей сообщения, Россия)

ИССЛЕДОВАНИЕ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ КОЭФФИЦИЕНТА ДИФФУЗИИ ХЛОРИДОВ В БЕТОНЕ

Статья посвящена проблеме низкого срока службы железобетонных мостов. Особое внимание отведено отсутствию в нормативных документах значения коэффициента диффузии хлоридов в бетоне, как определяющего параметра при оценке долговечности железобетонных элементов мостов по физическим моделям деградации. Приведено описание эксперимента по определению коэффициента диффузии хлоридов в бетоне и установлена зависимость с прочностью, водопоглощением и ультразвуком в теле бетона.

Ключевые слова: долговечность, II закон А. Фика, коэффициент диффузии хлоридов в бетоне, прочность, ультразвук, водопоглощение

Проблема

Мостовые сооружения (МС), являясь ответственными элементами на сети автомобильных дорог страны, в процессе эксплуатации должны эффективно и качественно удовлетворять условиям бесперебойного и безопасного движения автотранспортных средств с расчетными скоростями и нагрузками в течение заданного срока эксплуатации. Существует яркое и весьма точное определение важности МС: «Мосты даже важнее, чем дома, они более надежны. Они принадлежат всем и всем в равной мере приносят пользу, они возводятся именно в тех местах, где сходятся множество человеческих потребностей, они долговечнее других строений и всегда верно служат». При этом исправное техническое состояние МС обеспечивается выполнением эксплуатационными организациями необходимого комплекса работ по поддержанию потребительских свойств – пропускной способности, грузоподъемности, безопасности и комфортности движения, долговечности и внешнего вида сооружений, которые были заложены при их проектировании и строительстве.

На протяжении многих лет проблеме низкой долговечности железобетонных мостовых сооружений не было уделено должного внимания. Срок службы железобетонных конструкций мостов стал назначаться директивно только в 2006 году с принятием национального нормативного документа проектирования мостов Украины и составил 100 лет [1]. Ныне установлено, что средний срок службы железобетонных пролетных строений мостов Украины составляет 45...50 лет. Так на дорогах государственного значения в четвертом эксплуатационном состоянии находится почти 21 % железобетонных пролетных строений автодо-

рожных мостов (рис. 1), их средний возраст составляет 45 лет.

Проблема долговечности железобетонных мостов актуальна и для развитых стран. Так, например, установленное Министерством финансов среднее время жизненного цикла железобетонных мостов Японии составляет 60 лет [2].

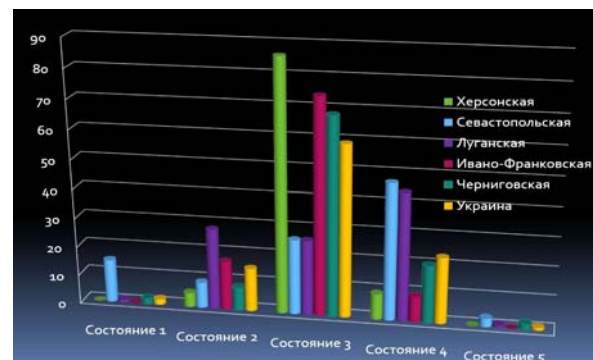


Рис. 1. Сравнительная характеристика железобетонных мостов пяти областей и Украины в целом по эксплуатационному состоянию

К наиболее опасным процессам, влияющим на долговечность железобетонных мостовых сооружений, относят карбонизацию защитного слоя бетона и проникновение хлоридов (рис. 2). Эта статья посвящена проникновению хлоридов в бетон и коэффициенту диффузии хлоридов в бетоне.

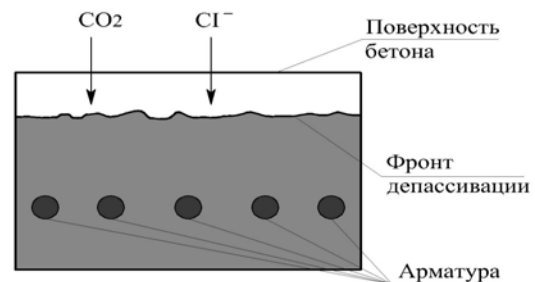


Рис. 2. Прохождение фронта депассивации в бетоне

На рис. 3 и 4 представлены пути проникновения хлоридов в бетон мостовых конструкций, а также механизм коррозии арматуры, как результат диффузии и насыщения ионами хлорида защитного слоя железобетонных элементов мостов.

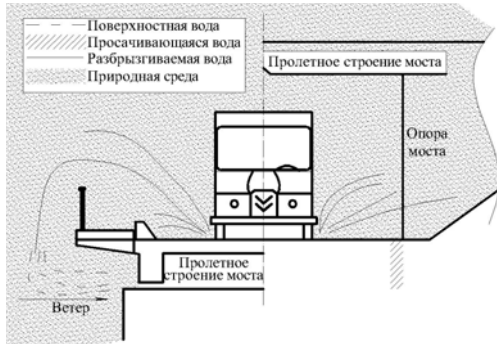


Рис. 3. Зоны моста с разным воздействием хлоридов

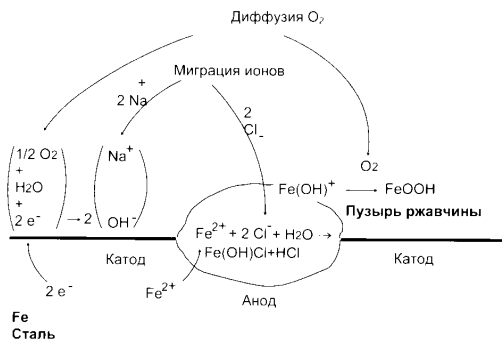


Рис. 4. Механизм коррозии арматурной стали в бетоне

В основе описания процесса проникновения хлорида в бетон лежит дифференциальное уравнение аналитической теории диффузии второго закона Адольфа Фика [3]. Решение этого уравнения является основой для большинства моделей прогнозирования времени накопления критической концентрации ионов хлоридов у поверхности арматуры в железобетонных мостовых конструкциях:

– II закон А. Фика:

$$\frac{dc}{dt} = D_{Cl} \frac{d^2c}{dx^2}; \quad (1)$$

$$X_C = 2\sqrt{D_{Cl}t_{Cl}} \cdot \text{erf}^{-1} \cdot \left(\frac{c_s - c_{crit}}{c_s} \right); \quad (2)$$

$$t_{Cl} = \frac{X_C^2}{4 \cdot D_{Cl} \cdot \left(\text{erf}^{-1} \cdot \left(\frac{c_s - c_{crit}}{c_s} \right) \right)^2}, \quad (3)$$

где X_C – толщина защитного слоя бетона, м; D_{Cl} – коэффициент диффузии хлоридов в бетоне, m^2/c ; $\text{erf}(\)$ – функция ошибок Гаусса, c_s и c_{crit} – концентрация хлоридов на поверхности бетона защитного слоя и критическая концентрация хлоридов на поверхности арматуры, % по массе цемента.

Из уравнений 1–3 видно, что коэффициент диффузии хлоридов в бетоне D_{Cl} является определяющим параметром при оценке долговечности железобетонных элементов по физическим моделям деградации.

Этот коэффициент определяется, как скорость переноса диффундирующего вещества (хлорида) через единицу площади, деленную на пространственный градиент концентрации вещества (хлорида) и измеряется в cm^2/c . Значения этого коэффициента получают, как правило, экспериментальным путем.

В отечественных нормах проектирования мостов отсутствует классификация этого коэффициента относительно класса бетона, не определено его значение относительно водоцементного отношения. А ведь правильное назначение этого коэффициента существенно повлияет на точность прогноза.

Эта проблема довольно слабо изучена отечественными учеными. В первую очередь это связано с постоянными сложностями в проведении испытаний, экспериментальных исследований. В работах [4, 5, 6] встречается упоминание о значениях коэффициента диффузии хлоридов в бетоне. В [7] описываются лабораторные исследования, в том числе и по нахождению коэффициента диффузии хлоридов в бетоне. В зарубежных исследованиях эта проблема изучена несколько лучше. Так например в [8] приведены методы определения общего содержания и глубины проникновения хлоридов в бетоне. К ним относятся: фотометрический экспресс-анализ, аргентометрическое титрование, хроматный метод индикации, метод Коллепарди, метод ультрафиолетового исследования, рентгено-флуоресцентный анализ. В работах [9, 10] отображены лабораторные исследования по нахождению коэффициента диффузии хлоридов в бетоне различными методами.

Однако полученные значения коэффициента диффузии хлоридов в бетоне из различных источников существенно разнятся. Так, например, в [11] установлено, что для бетона классов В30–В40 значение D_b варьируется от 0,32 до 2,13 $cm^2/год$. Тот же источник рекомендует при

оценочных расчетах для обычного бетона принимать значение $D_b = 0,5 \text{ см}^2/\text{год}$ для условий в европейских странах. В свою очередь в стандарте ACI [12] (American Concrete Institute) предлагается следующая формула для определения D_b (в $\text{м}^2/\text{сек}$)

$$D_b = 10^{(-12,06+2,4w/c)} \quad (4)$$

а в [13] автор рекомендует другую зависимость:

$$\log_{10}(D_b) = 6 \cdot w/c - 13,84 \quad (5)$$

Неопределенность в принятии значения коэффициента диффузии хлоридов в бетоне, отсутствие в нормативных документах его значений относительно класса бетона и водоцементного отношения делают крайне затруднительным адекватное и корректное прогнозирование времени проникновения хлорида в бетон. Определение этого коэффициента диффузии экспериментальным путем, установление связи его с прочностью бетона, водоцементным отношением может стать важным решением на пути прогнозирования срока службы железобетонных мостов.

Цель исследования

Этой работой авторы стремятся привлечь внимание научных работников и инженеров к проблеме неопределенности в назначении коэффициента диффузии хлоридов в бетоне, как определяющего параметра при оценке долговечности железобетонных элементов мостов по физическим моделям деградации.

Задача исследования

Задачей исследования является проведение экспериментальных исследований по определению коэффициента диффузии хлоридов в бетоне, водопоглощения, прочности на сжатие и изгиб, прохождения ультразвука для бетонов с разным водоцементным отношением. А так же установить взаимосвязь между прочностью бетона, водоцементным отношением, водопоглощением, скоростью ультразвука и коэффициентом диффузии хлоридов.

Для этого был выбран метод, приведенный в [14] и основанный на аналогии между диффузионным потоком вещества и электрическим током в теле бетона, метод определения диффузионной проницаемости бетона для хлоридов. В испытаниях сравнивается электропроводность бетона и водной вытяжки из бетона.

Экспериментальные работы

1. Изготовление образцов.

Для испытаний было изготовлено двенадцать образцов из бетона размерами $40 \times 40 \times 160 \text{ мм}$, в том числе девять образцов с электродами (рис. 5) и три образца без электродов

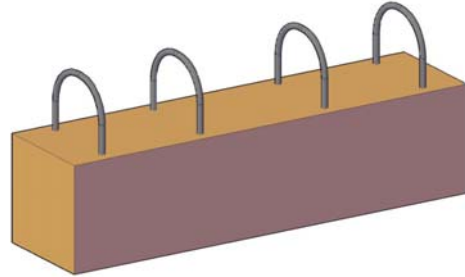


Рис. 5. Общий вид образца с электродами

Все образцы делились на три группы с разным водоцементным отношением: 0,4; 0,5; 0,6 соответственно.

2. Определение удельного электрического сопротивления бетона.

После набора прочности (28 суток) образцы в течение трех суток насыщали дистиллированной водой, затем они были извлечены и взвешены. После этого проводились измерения по схеме, показанной на рис. 6.

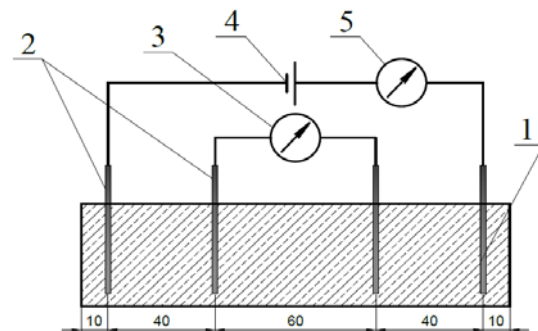


Рис. 6. Схема измерения электрического сопротивления образцов из бетона:

- 1 – образец из бетона; 2 – электроды; 3 – вольтметр; 4 – источник тока; 5 – микроамперметр

По результатам измерений было рассчитано удельное электрическое сопротивление бетона ρ_b , Ом·см, по формуле:

$$\rho_b = \frac{F(\Delta V - \Delta V_0)}{L \cdot I} \quad (5)$$

где F – площадь поперечного сечения бетонного образца, см^2 , ΔV – разность потенциалов между средними электродами после включения тока, В; ΔV_0 – разность потенциалов в отсутствие тока, В; I – ток в электрической цепи

установки, A ; L – расстояние между средними электродами в образце, см.

3. *Определение водопоглощения и скорости ультразвука, прочности на сжатие и изгиб.*

Образцы были высушены до постоянной массы и снова взвешены, определено водопоглощение бетона согласно [15]. Далее была определена скорость прохождения ультразвука сквозь тело бетона образцов с помощью ультразвукового тестера УК1401. После чего было проведено испытание прочности образцов на изгиб и на сжатие. Результаты проделанных экспериментов и расчетов приведены в виде графиков на рис. 7, 8, 9 и 10.

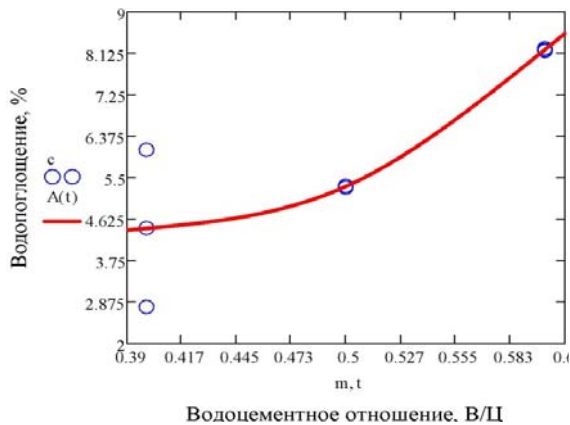


Рис. 7. График зависимости водопоглощения бетона от В/Ц

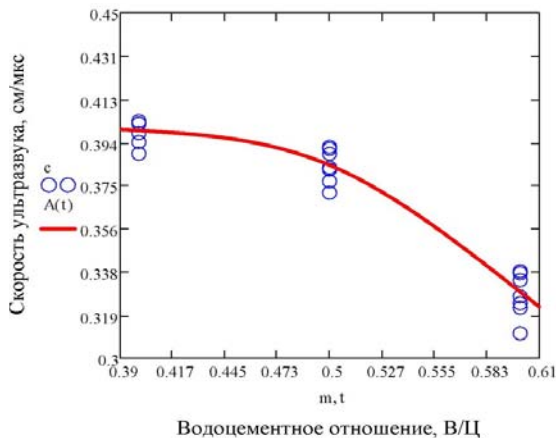


Рис. 8. График зависимости скорости ультразвука в теле бетона от В/Ц

4. *Определение удельного электрического сопротивления водной вытяжки из бетона.*

Образцы, не имеющие электродов, были раздроблены до полного прохождения через сито с размером ячеек 0,63 мм. Из дробленого материала каждого из образцов с разным водоцементным отношением было отобрано 4 пробы массой 100 г. Всего получилось 12 проб, которые засыпали в 12 стеклянных колб.

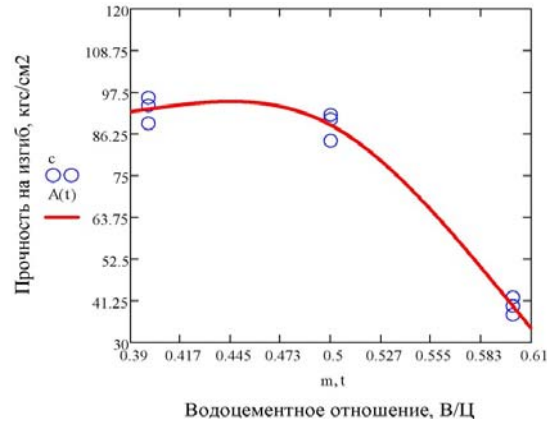


Рис. 9. График зависимости прочности бетона на изгиб от В/Ц

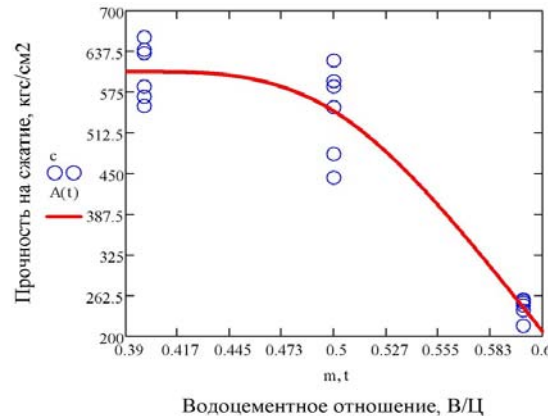


Рис. 10. График зависимости прочности бетона на сжатие от В/Ц

В колбы заливали дистиллированную воду в количестве 100, 250, 500 и 1000 см³ соответственно для каждой группы проб. После 72 часов, отстоявшуюся над осадком водную вытяжку, не взбалтывая, слили через воронку с фильтром в установку. Измерения проводились по схеме, показанной на рис. 11

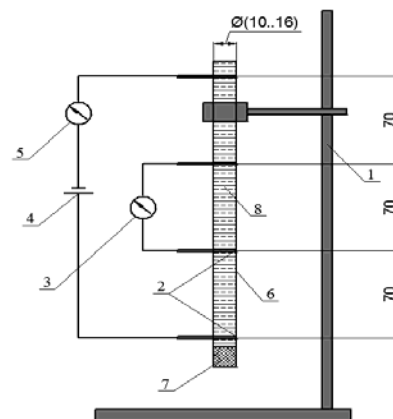


Рис. 11. Схема измерения электрического сопротивления водной вытяжки из бетона:
1 – штатив; 2 – электроды; 3 – вольтметр; 4 – источник тока; 5 – микроамперметр; 6 – трубка из неэлектропроводного материала; 7 – пробка; 8 – водная вытяжка

По результатам измерений было рассчитано удельное электрическое сопротивление водной вытяжки из бетона $\rho_{\text{ВВ}}$ Ом·см, по формуле:

$$\rho_{\text{ВВ}} = K \frac{\Delta V_{\text{ВВ}}}{I_{\text{ВВ}}}, \quad (6)$$

где K – постоянная прибора, которая была рассчитана по формуле

$$K = \frac{\pi D^2}{4l} \Pi, \quad (7)$$

где D – внутренний диаметр трубки в установке, см; l – расстояние между средними электродами в трубке установки, см; Π – поправка.

Поправка прибора была найдена заранее, для этого было определено удельное электрическое сопротивление 10 % раствора NaCl по формуле:

$$\rho_z = \frac{\pi D^2 (\Delta V_{\text{NaCl}} - \Delta V_{0\text{NaCl}})}{4l \cdot I}. \quad (8)$$

Делением удельного электрического сопротивления 1 н. раствора NaCl, полученного из справочника, ρ_c на экспериментально полученное значение ρ_z , было рассчитано значение поправки Π по формуле:

$$\Pi = \frac{\rho_c}{\rho_z}. \quad (9)$$

По полученным результатам электрического сопротивления водной вытяжки из бетона, с помощью сплайновой интерполяции в среде Mathcad были построены графики в координатах «соотношение вода – бетон» – «электрическое сопротивление» и экстраполированы до точки, где «соотношение вода – бетон» равно нулю. По этим точкам были определены значения удельного электрического сопротивления жидкой фазы в бетоне, $\rho_{\text{ВВ}}$, для трех типов бетона с разным водоцементным отношением (рис. 12, 13 и 14).

5. Определение коэффициента диффузии хлоридов в бетоне.

После этого была рассчитана эффективная сквозная пористость бетона $\Pi_{\text{эф}}$ для каждого типа бетона по формуле:

$$\Pi_{\text{эф}} = \frac{\rho_{\text{ВВ}}}{\rho_b}, \quad (10)$$

где $\rho_{\text{ВВ}}$ – удельное электрическое сопротивление водной вытяжки, Ом·см; ρ_b – удельное электрическое сопротивление бетона, Ом·см.

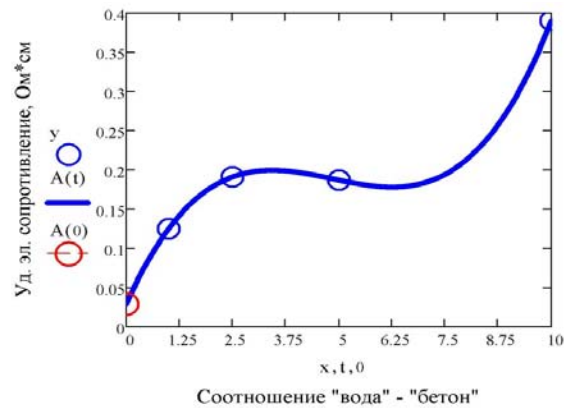


Рис. 12. Оценка электрического сопротивления водной вытяжки из бетона с В/Ц=0,4

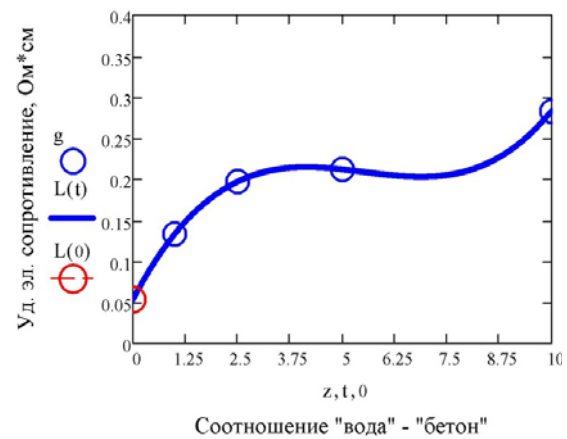


Рис. 13. Оценка электрического сопротивления водной вытяжки из бетона с В/Ц=0,5

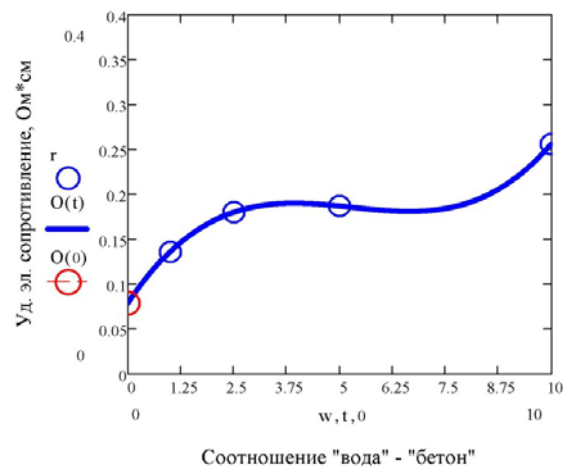


Рис. 14. Оценка электрического сопротивления водной вытяжки из бетона с В/Ц=0,6

В заключительной части эксперимента были получены коэффициенты диффузии хлоридов в бетоне для трех типов образцов с разным водоцементным отношением по формуле:

$$D_{\text{Cl}} = D_{\text{в}} \cdot \Pi_{\text{эф}}, \quad (11)$$

где $D_{\text{в}}$ – коэффициент диффузии хлоридов в воде; принимают равным $1,23 \cdot 10^{-5}$ см²/с.

Результаты проделанных экспериментов и расчетов приведены на рис. 15, 16, 17 и 18.

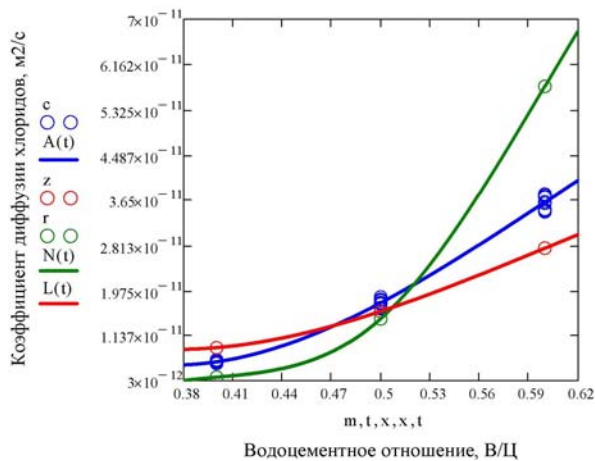


Рис. 15. Сравнение коэффициентов диффузии хлоридов в бетоне, найденных экспериментальным путем (■) и посчитанных по формуле (4) (●), (5) (▲)

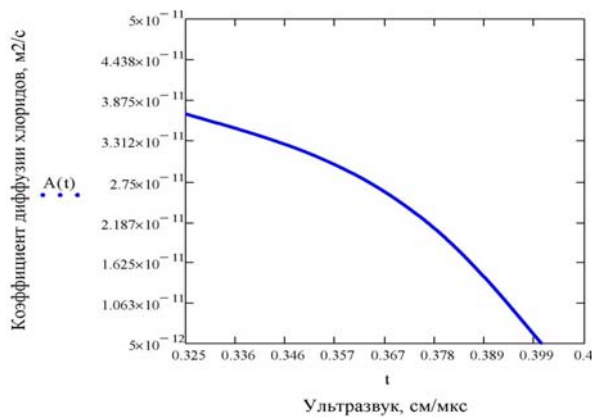


Рис. 16. Зависимость между ультразвуком и коэффициентом диффузии хлоридов в бетоне

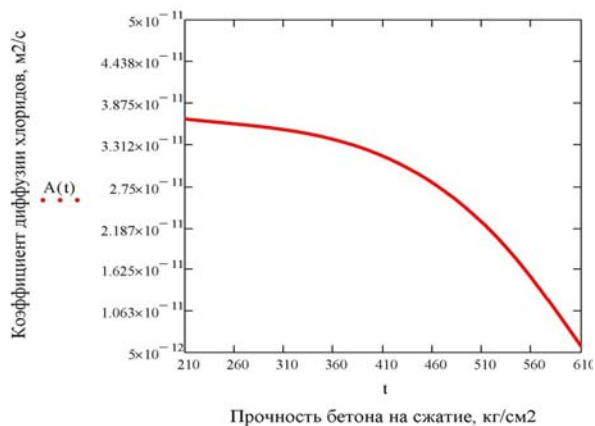


Рис. 17. Зависимость между прочностью на сжатие и коэффициентом диффузии хлоридов в бетоне

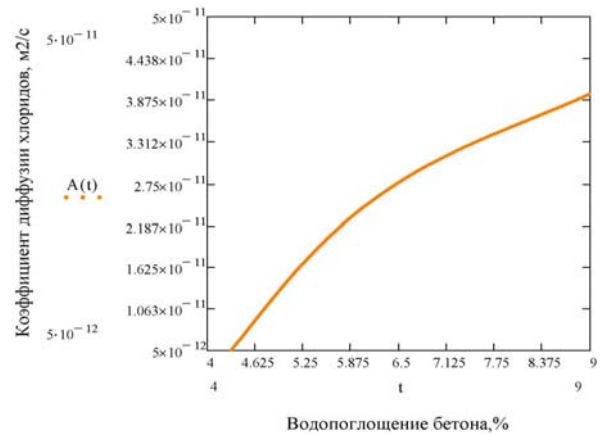


Рис. 18. Зависимость между водопоглощением и коэффициентом диффузии хлоридов в бетоне

Основные выводы и результаты

1. Полученные значения коэффициента диффузии хлоридов в бетоне свидетельствуют о нелинейном законе зависимости от водоцементного отношения, подтверждают значительное влияние изменения водоцементного отношения бетона на значение коэффициента.

2. Результаты экспериментальных работ доказывают, что с увеличением значения прочности бетона, скорости прохождения ультразвука в теле бетона, значение коэффициента диффузии в бетоне падает, а с увеличением значения водопоглощения – возрастает.

3. Сравнение значений коэффициента диффузии хлоридов в бетоне, полученных экспериментальным путем и по формуле (4), показывают высокую степень сходимости.

4. При водоцементном отношении более 0,5 наблюдается заметное расхождение в значениях коэффициента диффузии, полученных экспериментальным путем и по формулам (4) и (5).

5. Практическим достоинством этого исследования является возможность приблизительного определения коэффициента диффузии по графикам рис. 16, 17 и 18 по значениям ультразвуковой диагностики, прочности на сжатие и водопоглощения бетона.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
2. Matsumoto, T. Survival analysis on bridges for modeling bridge replacement and evaluating bridge performance [Текст] / T. Matsumoto, S. S. Beng // Proceeding Japan-Taiwan international workshop

- on urban regeneration. Maintenance and green material. – 2005. – P. 23–36.
3. Пухонто, Л. М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений: (силосов, бункеров, резервуаров, водонапорных башен, подпорных стен) [Текст]: монография / Л. М. Пухонто – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 424 с.
 4. Ферронская, А. В. Долговечность конструкций из бетона и железобетона [Текст]: учебн. пособие / А. В. Ферронская. – М.: Изд-во АСВ, 2006. – 336 с.
 5. Алексеев, С. Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах [Текст] / С. Н. Алексеев, Ф. М. Иванов, С. Модры, П. Шисль. – М.: Стройиздат, 1990. – 320 с.
 6. Бліхарський, З. Я. Моделювання корозійних руйнувань залізобетонних балок в агресивному середовищі / З. Я. Бліхарський, М. Г. Сташук, О. М. Малик // Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж. – Донецьк: 2003.
 7. Розенталь, Н. К. Методы коррозионных испытаний бетона [Текст] / Н. К. Розенталь // Бетонные и сухие смеси. – 2008. – С. 11–14.
 8. Штарк, Иохен Вихт Бернд Долговечность бетона [Текст] / Иохен Вихт Бернд Штарк: пер. с нем. А. Тулаганова / под ред. П. Кривенко, техн. ред. Е. Кавалеровой. – К.: Оранта, 2004. – 301 с.
 9. Chisholm, D. H. Actual and Effective Diffusion Coefficients of Concrete Under Marine Exposure Conditions [Текст] / D. H. Chisholm, N. P. Lee // Presented to the 20th Biennial Conference of the Concrete Institute of Australia, Perth 11-14 September 2001.
 10. Janos Gergely Joshua E. Tempest. Concrete Diffusion Coefficients and Existing Chloride Exposure in North Carolina [Текст] / Janos Gergely Joshua E. Bledsoe Brett Q. // North Carolina Department of Transportation Research Project No. HWY-2004-12, June 7, 2006.
 11. Concrete Bridge Protection [Текст]. Repair and Rehabilitation. Relative to Reinforcement Corrosion // A Methods Application Manual. – Washington. 1993.
 12. Service-Life Prediction [Текст] / State of the Art Report // Reported by ACI Committee 365 // ACI Manual of Concrete Practice. Part 1. 2001.
 13. Dong, Chen Computational framework for durability assessment of reinforced concrete structures under coupled deterioration processes [Текст]. – August, 2006.
 14. ГОСТ Р 52804-2007 Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии [Текст] – М.: Стандартинформ, 2008.
 15. ГОСТ 12730.3-78 Бетоны. Метод определения водопоглощения [Текст]. – 1980.

Поступила в редколлегию 20.07.2012.
Принята к печати 08.08.2012.

Е. С. КАРАПЕТОВ, Д. О. ШЕСТОВИЦЬКИЙ (Петербурзький державний університет шляхів сполучення, Росія)

ДОСЛІДЖЕННЯ ІЗ ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТА ДИФУЗІЇ ХЛОРИДІВ У БЕТОНІ

Стаття присвячена проблемі низького терміну служби залізобетонних мостів. Особливу увагу відведено відсутності в нормативних документах значення коефіцієнта дифузії хлоридів у бетоні, як визначального параметра при оцінці довговічності залізобетонних елементів мостів за фізичними моделям деградації. Наведено опис експерименту з визначення коефіцієнта дифузії хлоридів в бетоні і встановлена залежність з міцністю, водопоглинанням і ультразвуком в тілі бетону.

Ключові слова: довговічність, II закон А. Фіка, коефіцієнт дифузії хлоридів у бетоні, міцність, ультразвук, водопоглинання

E. S. KARAPETOV, D. A. SHESTOVICKY (Petersburg State Transport University, Russia)

THE RESEARCH TO DETERMINE CHLORIDE DIFFUSION COEFFICIENT IN CONCRETE

The article deals with the problem of low service life of reinforced concrete bridge structures. Particular attention is given to the lack of values in the regulations of the diffusion coefficient of chloride in concrete, as a determining parameter in assessing the durability of reinforced concrete bridges on physical models of degradation. The description of the experiment to determine the diffusion coefficient of chloride in the concrete and the dependence of strength, water absorption and ultrasound in the concrete, is given.

Keywords: durability, II A. Fick's law, diffusion coefficient of chloride in concrete, strength, ultrasound, water absorption

П. М. КОВАЛЬ (Національна академія образотворчого мистецтва та архітектури, Київ),
Я. Л. ІВАНИЦЬКИЙ, Ю. В. МОЛЬКОВ (Фізико-механічний інститут імені Г. В. Карпенка,
Львів), Я. І. КОВАЛЬЧИК (Національний транспортний університет, Київ).

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ БАЛОК МЕТОДОМ ЦИФРОВОЇ КОРЕЛЯЦІЇ ЗОБРАЖЕНЬ

Наведені результати дослідження попередньо напружених залізобетонних балок з використанням методу цифрової кореляції зображень. Встановлено, що даний метод можна застосовувати при випробуванні і обстеженні залізобетонних конструкцій для отримання інформації про їх напружено-деформований стан.

Ключові слова: попередньо напружений залізобетон, статичні випробування, метод цифрової кореляції зображень(ЦКЗ), метод акустичної емісії(АЕ)

Розвиток залізобетонних конструкцій мостів завжди супроводжувався науковими дослідженнями. Створення попередньо напружених елементів із залізобетону на початку ХХ століття дало змогу розширити діапазон можливого використання залізобетонних конструкцій. Але і в ХХІ столітті в ряді випадків залізобетонні прогонові будови мостів влаштовуються без попереднього напруження.

Державним дорожнім науково-дослідним інститутом ім. М. П. Шульгіна (м. Київ) були проведені натурні обстеження, випробування та моніторинг стану автодорожніх залізобетонних мостів, збудованих в останні десятиліття в Україні. В результаті було зроблено висновок, що для забезпечення нормованої довговічності таких мостів у 80–100 років на автодорогах з високою інтенсивністю руху для балочних та рамних прогонових будов з прольотами більше 15 м необхідно використовувати тільки попередньо напружені конструкції.

Для впровадження нових ефективних попередньо напружених залізобетонних конструкцій прогонових будов мостів необхідно про-

вести наукові дослідження моделей лабораторних та натурних об'єктів. При цьому використовуються як традиційні методи досліджень: візуальний, тензометричний, ультразвуковий та інші [1], так і відносно новий метод акустичної емісії (АЕ) [2], який дозволяє вивчати процеси виникнення та утворення тріщин на різних етапах роботи конструкцій.

Збільшити обсяг інформації про роботу елемента під час досліджень, отримати візуальну картину розподілу відносних деформацій по його об'єму дає можливість метод цифрової кореляції зображень (ЦКЗ, DIC).

Мета досліджень – розглянути можливість використання методу ЦКЗ для вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних попередньо напружених балок, мостів, дослідження та моніторингу технічного стану прогонових будов.

Випробовувались дві попередньо напружені залізобетонні балки геометричних розмірів 100×210×2100 мм (рис. 1). Міцність бетону на момент випробування становила 38,92 МПа).

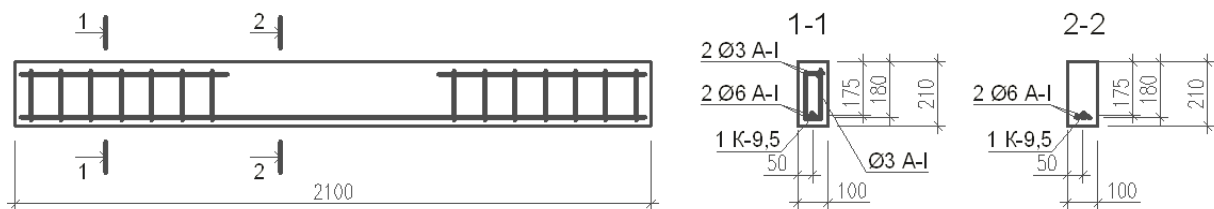


Рис. 1. Конструкція дослідних зразків

Балки випробовувались на гідравлічному пресі EUS-20. Навантаження передавалось через силорозподільчу траверсу на балку двома зосередженими силами, створюючи таким чином зону чистого згину, в межах якої досліджували напружено-деформований стан

нормальних перерізів по висоті балки. Для реєстрації поздовжніх відносних деформацій посередині сторони 1 балок рівномірно по висоті встановлені п'ять тензодатчиків з базою 50 мм опором 310 Ом. Їх покази дублюються п'ятьма індикаторами з ціною поділки 0,001 мм

та базою 200 мм, які прикріплені паралельно до тензодатчиків (рис. 2 і 3).

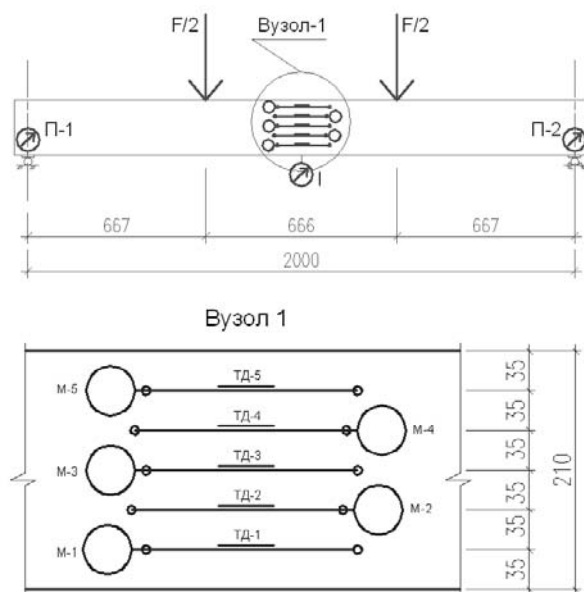


Рис. 2. Схема розташування приладів: П-1, П-2 – прогиноміри Аістова; І – індикатор годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм; М1-М5 – індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм на базі 200 мм; ТД-1..ТД-5 – тензодатчики з базою 50 мм, АЕ – датчик акустичної емісії

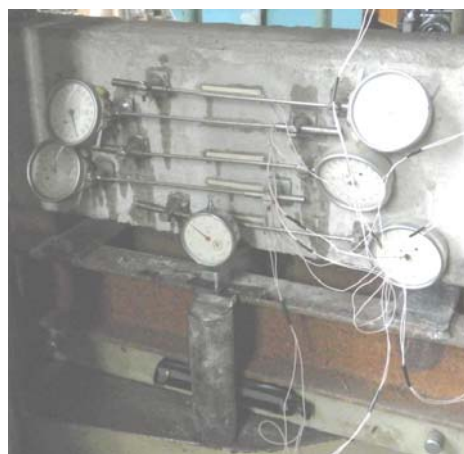


Рис. 3. Сторона 1 балки з тензодатчиками та індикаторами

Для фіксації сигналів акустичної емісії (АЕ) на балці кріпився датчик АЕ, який був підключений до програмно-технічного комплексу АКЕМ.

На протилежній стороні 2 балки виконаний спеціальний набризг площею 20×30 см для вимірювання деформацій в середній зоні балки за допомогою методу ЦКЗ (рис. 4).

Цей оптичний метод ґрунтується на цифровій обробці за відповідним алгоритмом ряду зображень поверхні зразка, отриманих за відомих значень зусилля навантаження за допомогою фотокамери [3, 4].



Рис. 4. Сторона 2 балки з нанесеним напиленням та цифрова фотокамера для фіксації відносних деформацій

Алгоритм полягає у розподілі кожного цифрового зображення на фрагменти певного розміру, який є базою вимірювання деформацій і визначенні на кожному з цих фрагментів піку інтенсивності світла. За зміною координат піків відповідних фрагментів на кожному наступному зображенні по відношенню до попереднього визначають переміщення поверхні в межах фрагменту, а віднісши величину переміщення до розміру фрагменту встановлюють значення деформації. Метод дозволяє визначати дві складові відносних деформацій ϵ_{xx} і ϵ_{yy} . Величина мінімальної бази вимірювання деформацій і точність методу залежать від роздільної здатності камери та оптичного збільшення об'єктиву, зокрема чим більша роздільна здатність і вище збільшення об'єктиву, тим менша база деформування і вища точність. В даній роботі для отримання зображень використовували фотокамеру Canon EOS 150.

За допомогою програми для обробки даних ЦКЗ на стороні 2 встановлено умовні екстензометри в місцях аналогічних встановленню тензодатчиків та індикаторів на стороні 1 (рис. 5).

Осадки опор Оп 1 та Оп 2 вимірювались прогиномірами Аістова, максимальний прогин балки фіксувався посередині прольоту індикатором годинникового типу І. Покази тензодатчиків, індикаторів, прогиномірів та фото знімалися після витримки при кожному привантаженні.

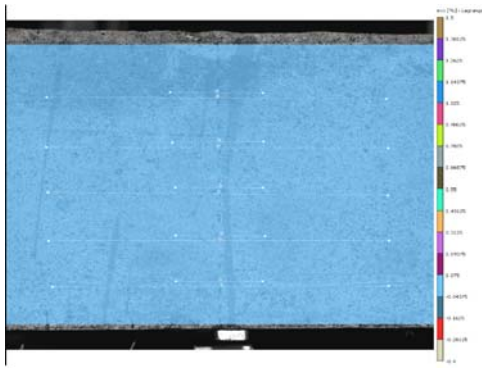


Рис. 5. Віртуальні екстензометри на стороні 2 балки

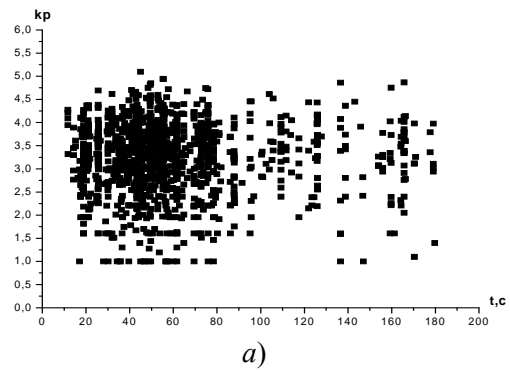
Графіки зміни відносних деформацій, зафіксовані тензодатчиками, індикаторами на базі 200 мм та умовними екстензометрами методу ЦКЗ показані на рис. 6 (1 – низ балки, 2 – верх).

Тріщини утворились в нижній розтягнутій зоні балок при навантаженні 22 кН. Відповідно прилади, встановлені на рівні 1 (на рівні розтягнутої арматури) зафіксували збільшення відносних деформацій.

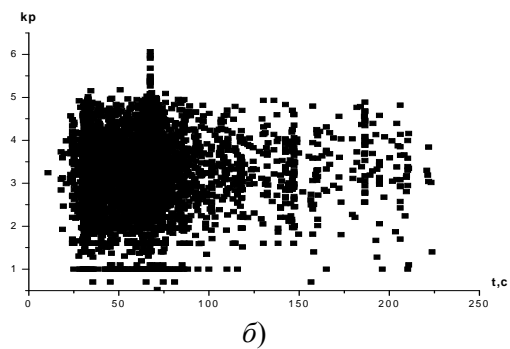
Якісна картина на графіках відносних деформацій, зафіксованих приладами та умовними екстензометрами (див. рис. 6) приблизно однакова. Але варто відмітити, що якщо при великих відносних деформаціях розтягу (рівень 1) і стиску (рівень 5) відносні деформації, зафіксовані умовними екстензометрами мають досить близькі значення до відносних деформацій, зафіксованих тензодатчиками та індикаторами на базі 200 мм, то на рівнях 2-3 співпадання значно гірше. Це свідчить про те, що використана цифрова камера та спосіб обробки сигналів методом ЦКЗ не забезпечили відповідної точності при малих значеннях відносних деформацій.

Сигнали акустичної емісії фіксувалися на всіх стадіях завантаження балок. Про утворення тріщин свідчать сигнали, які мають коефіцієнт K_p , що перевищує значення 6. Якщо при навантаженні 20 кН накопичувались сигнали мікротріщин з $K_p = 5...5,5$, то при навантаженні 22 кН зафіксовано сигнали з $K_p = 6,18$ (рис. 7, б), що свідчило про утворення тріщини в розтягнутій зоні бетону. При аналогічному навантаженні було зафіксовано утворення тріщини методом ЦКЗ.

На рис. 8 представлені зони відносних деформацій при різних рівнях завантаження балок, зафіксовані методом ЦКЗ. За допомогою цього методу можна чітко зафіксувати розтягнуту і стиснуту зону балки, визначити місця утворення тріщин і слідкувати за процесом їх розвитку.

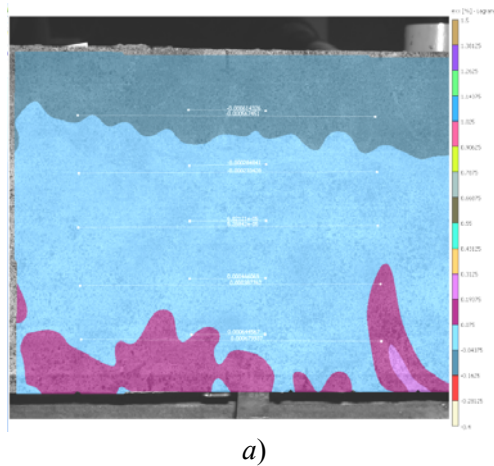


а)

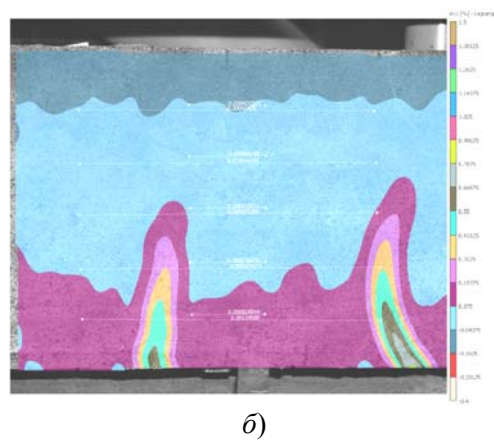


б)

Рис. 7. Значення K_p сигналів акустичної емісії при: а) – при $F = 20$ кН; б) – при $F = 22$ кН

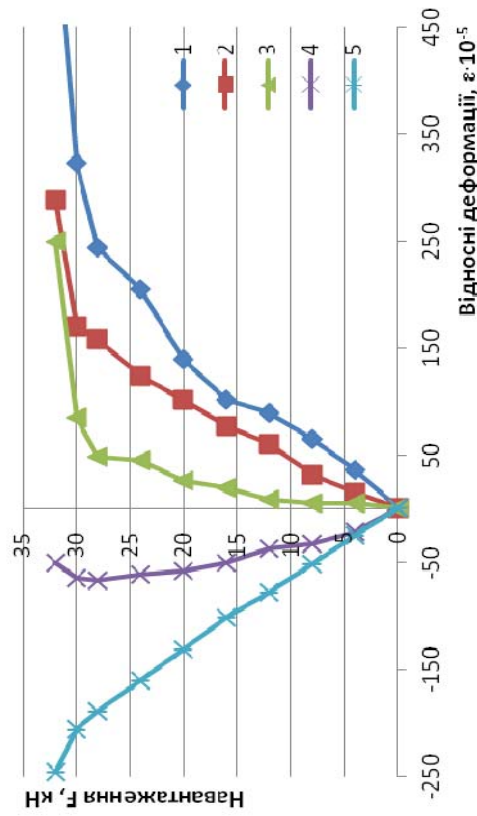


а)

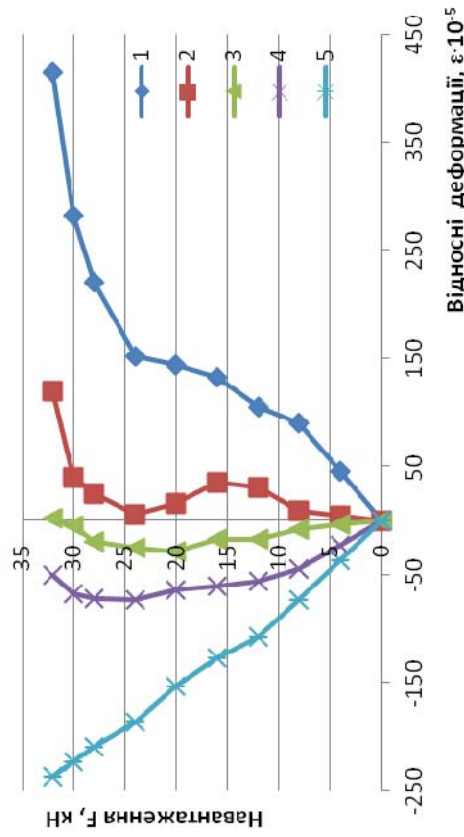


б)

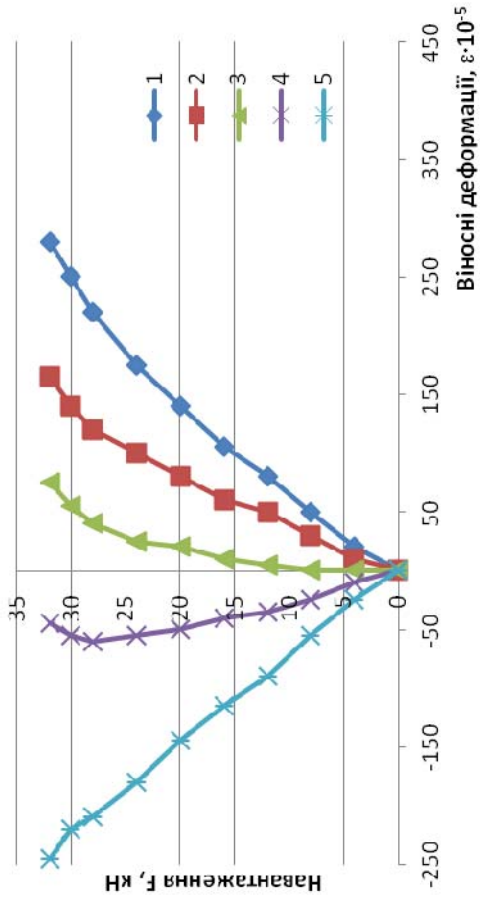
Рис. 8. Відносні деформації зафіксовані методом ЦКЗ в середній зоні балки Б-2: а) – при $F = 16$ кН; б) – при $F = 32$ кН



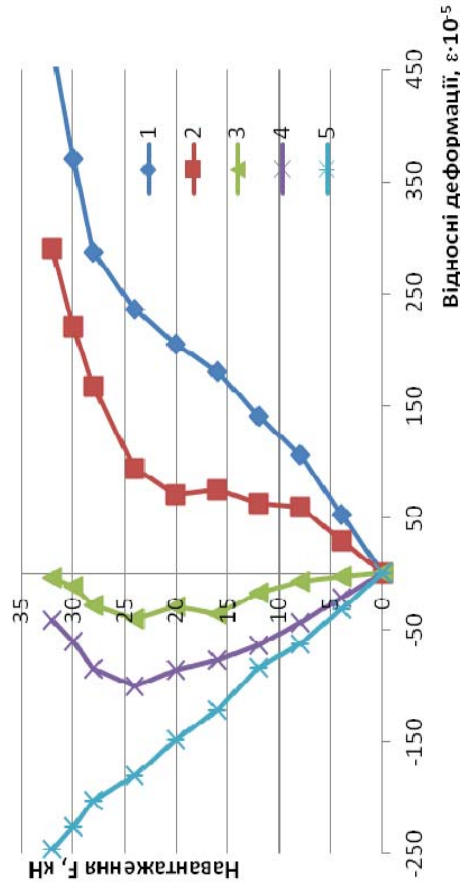
a)



e)



b)



z)

Рис. 6. Відносні деформації, зафіксовані:
 а) – тензодатчиками на базі 50 мм; б) – індикаторами на базі 200 мм; е) – екстензометрами напроти тензодатчиків;
 з) – екстензометрами напроти індикаторів (рівні 1–5 заміру деформацій див. рис. 2)

Висновки

1. Дослідження залізобетонних попередньо напружених балок показало, що відносні деформації, зафіксовані методом ЦКЗ корелюються з показами традиційних приладів (індикаторів на базі і тензодатчиків), його можна застосовувати для заміру деформацій і переміщень при випробуванні, обстеженні та діагностиці залізобетонних попередньо напружених конструкцій. Метод акустичної емісії підтверджує достовірність результатів, отриманих методом ЦКЗ.

2. Метод ЦКЗ трудомісткий, потребує ретельної підготовки поверхні і в залежності від характеристик фотоапарату має обмежену зону дії. Особливу увагу потрібно приділяти закріпленню фотоапарату (штативу).

3. Для використання методу ЦКЗ при дослідженні залізобетонних конструкцій необхідно провести додаткові дослідження, щоб підтвердити достовірність отримуваних даних на точність даного методу.

П. Н. КОВАЛЬ (Национальная академия изобразительного искусства и архитектуры, Киев), Я. Л. ІВАНИЦЬКИЙ, Ю. В. МОЛЬКОВ (Физико-механический институт имени Г. В. Карпенко НАН Украины, Львов), Я. И. КОВАЛЬЧИК (Национальный транспортный университет, Киев).

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ БАЛОК МЕТОДОМ ЦИФРОВОЙ КОРРЕЛЯЦИИ ИЗОБРАЖЕНИЙ

Приведены результаты исследования предварительно напряженных железобетонных балок с использованием метода цифровой корреляции изображений. Установлено, что данный метод можно применять при испытании и обследовании железобетонных конструкций для получения информации об их напряженно-деформированном состоянии.

Ключевые слова: предварительно напряженный железобетон, статические испытания, метод цифровой корреляции изображений(ЦКЗ), метод акустической эмиссии

P. M. KOVAL (The National Academy of Fine Arts and Architecture, Kyiv), YA. L. IVANYTSKYJ, Y. MOLKOV (Karpenko Physico-Mechanical Institute NASU, Lviv), Y. I. KOVALCHYK (National Transport University, Kyiv).

INVESTIGATION OF THE STRESS-STRAIN STATE OF PRESTRESSED REINFORCED CONCRETE BEAMS USING METHOD DIGITAL IMAGE CORRELATION

The results of investigation of prestressed concrete beams using the method of digital image correlation are presented. Found that this method can be applied in testing and inspection of reinforced concrete structures to obtain information about their mode of deformation.

Keywords: prestressed concrete, static test, method of digital image correlation (DIC), method of acoustic emission

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Лучко, Й. Й. Методи дослідження та випробування будівельних матеріалів та конструкцій [Текст] / Й. Й. Лучко, П. М. Коваль, М. Л. Дем'ян. – Львів, Каменяр, 2001. – 436 с.
2. Скальський, В. Р. Акустична емісія під час руйнування матеріалів, виробів і конструкцій [Текст] / В. Р. Скальський, П. М. Коваль – Львів, СПОЛОМ, 2005. – 396 с.
3. Панасюк, В. В., Аналіз пружно-пластичного деформування матеріалу зони перед руйнування [Текст] / В. В. Панасюк, Я. Л. Іваницький, О. П. Максименко // Фіз.-хім. механіка матеріалів. – 2004. – № 5. – С. 67–72.
4. Bing Pan1 Kemaο Qian Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: a review [Текст] / Bing Pan1 Kemaο Qian, Huimin Xie and Anand Asundi. // Meas. Sci. Technol. 20 (2009) 062001 – 17 p.

Надійшла до редколегії 31.07.2012.

Прийнята до друку 20.08.2012.

В. В. КУЛЯБКО (Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, Днепрпетровск)

ТРАКТАТ О РАЗВИТИИ НАУЧНО-ЛАБОРАТОРНОЙ БАЗЫ И РАЗРАБОТКЕ СПЕЦКУРСОВ ПО ДИНАМИКЕ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

В статье предлагаются к обсуждению два направления совершенствования способов обучения и исследований динамики сооружений (и, в частности, – мостов). Первое – развитие экспериментально-лабораторных методов испытаний конструкций. Второе – создание спецкурсов – как современной формы изучения динамики мостов, зданий, машин и процессов.

Ключевые слова: динамика сооружений; колебания и испытания конструкций, зданий, мостов; образование

«Как хочется, пока живешь на свете,
Наслушаться прибое и скворцов,
**Настроить фантастических дворцов
И ... не бояться быть за них в ответе!**»

Из песни Александра Дольского

Введение

На прошлой конференции по мостам (в частности, в работе [1]) рассматривались теоретически-расчетные проблемы механики и некоторые их решения, связанные с нелинейным статико-динамическим взаимодействием трех инерционных сред: I – конструкций моста и прилегающих сооружений; II – грунтового основания; III – подвижной нагрузки. В докладе было показано как бы развитие и продолжение некоторых идей 30–40-летней давности [2–6] лучших научных школ ДИИТа применительно к разнообразным видам сооружений и к сложным задачам динамики конструкций. Было начато обсуждение и новых, уже XXI века [7–14], процессов проектирования и эксплуатации сооружений (обращалось внимание на возможные ошибки программных комплексов, использующих в динамических расчетах сложно-составных нелинейных систем метод конечных элементов, на вопросы натуральных испытаний, динамической диагностики и повышения эффективности эксплуатации мостов за счет снижения уровня колебаний всех подсистем и сред).

Настоящая статья, названная «трактатом» из-за характера её «полюемически заостренного» и дискуссионного содержания (<http://ru.wikipedia.org>), посвящена поиску новых технических возможностей в комплексе современной теоретической и эксперименталь-

«...Пусть падение других послужит для вас предупреждением и примером. А главное – не полагайтесь на самих себя; **самоуверенность** – вернейший признак тяжелой **болезни**».

Вальтер Скотт

ной динамики сооружений и обсуждению, в связи с этим, целесообразных способов и направлений в улучшении содержания и организации базового и непрерывного образования инженеров, связанных с решением текущих и перспективных проблем проектирования и безаварийной эксплуатации мостов и других сооружений при динамических нагрузках.

Авторы различных художественных произведений различных эпох, например, инженер-изыскатель и строитель железных дорог Н. Г. Гарин-Михайловский в конце XIX века (испытывал восторг от инженерного творчества, ответственности перед обществом!) и, спустя 100 лет, М. М. Жванецкий (писал: «Ну, образования у меня – никакого. Т. е. – высшее техническое»), совершенно по-разному описывали проблемы и успехи высшего технического образования. И сегодня, через два десятка лет, к сожалению, в Украине можно наблюдать элементы потери «устойчивости развития» образования, строительства, общества.

Чем же можно помочь студентам, бакалаврам, магистрам, аспирантам, а также и инженерам, архитекторам, строителям и эксплуатационникам мостов и сооружений инфраструктуры? Рассмотрим последовательно упомянутые два аспекта – целевое улучшение научно-лабораторной экспериментальной базы и развитие соответствующей образовательной системы спецкурсов.

Эксперимент в динамике помогает узнать точнее все нагрузки, понять и проверить результаты расчетов (он «решает все»)

О пользе и наглядности экспериментального изучения сложных явлений динамики сооружений говорили многие ученые и педагоги. Например, профессор Лондонского университета Р. Бишоп, читая рождественские лекции по колебаниям в Королевском институте за цикл курса 7,5 часов просил своих помощников показывать необходимые опыты и иллюстрации в среднем каждые две минуты – значит, «портфель опытов цикла» содержал две сотни иллюстраций и экспериментов! Аналогичны и выводы психологов и педагогов о полезности получения физических явлений и величин разными путями, в особенности, – разными опытными проверками.

В последние десятилетия мощное развитие компьютерной техники привело к тому, что современный инженер в некоторых задачах может (и, к сожалению, – хочет) скорее смоделировать опыт в виртуально-математическом пространстве, чем сделать натурный опыт, либо построить физическую масштабную модель, динамически подобную и адекватную задаче. Тем не менее, в ближайшее время возможно появление нормативных требований (например, при создании новых типов сооружений, узлов, методов) о подтверждениях результатов теоретических расчетов – экспериментальными проверками (подобные требования необходимости дублирования расчетов на двух разных программных комплексах, двумя разными организациями уже появляются в СНГ).

Какие виды «экспериментов» может сегодня поставить исследователь:

1) на компьютерных моделях, применяя, например, знакомый ему программный комплекс (ПК) или вспомогательную среду (MathLab, MathCAD и т.п.);

2) на масштабных (физических) моделях или макетах в учебной или научно-исследовательской лаборатории вуза, НИИ, фирмы;

3) в экспериментальном цеху на предприятии-изготовителе конструкций, элементов, узлов;

4) наконец, полномасштабный эксперимент может быть проведен в условиях натурной эксплуатации сооружения, либо в специальных условиях, приближенных к какому-то сочетанию условий или нагрузок (например, в сочетании динамических испытаний моста и

ходовых испытаний новой транспортной техники).

Но, совершенно очевидно, что исследователь и вся бригада испытателей (механиков, измерителей, программистов) при этом должны иметь оборудование и навыки работы с силовыми возбудителями, с виброизмерительной и обрабатывающей (записанные сигналы) аппаратурой. Автор много лет участвовал в создании новых видов подвижного состава с удлиненной базой (специализированная контейнерная и универсальная платформы, вагоны для перевозки сыпучих грузов) – расчеты, ходовые испытания, – в т.ч. с повышенными скоростями (до 250 км/ч – при испытаниях скоростного вагона-лаборатории с реактивной тягой в 70-х годах), проводил динамические испытания зданий и сооружений, моделей узлов конструкций, ракетной техники и т.п. Идеи и накопленный опыт были им воплощены в учебных курсах и пособиях ПГАСА (созданы стенды и оборудование для научных целей и десятка учебных лабораторных работ), ДонНАСА (здесь автор является научным руководителем созданной Лаборатории динамики строительных конструкций), Варшавской Политехники (созданы по аналогии с лабораторией ПГАСА стенды для исследований динамики, а обширная работа [12] по теме была разослана издателем, Польской академией наук, во все столицы европейских стран).

Нет сомнения в том, что для совершенствования образования (как базового, так и непрерывного) современного специалиста по проектированию и эксплуатации мостов, сооружений инфраструктуры, а также конструкций вагонов, локомотивов и иной транспортной техники, а также для ведения постоянной динамической диагностики технического состояния таких объектов целесообразно создание отраслевой сети Лабораторий Динамики со специфическим измерительным и компьютерным обеспечением и регулярным централизованным переоснащением.

Такие лаборатории можно использовать не только при подготовке и переподготовке конструктора, расчетчика, ученого, экспериментатора-испытателя, но и для конкурентного участия в совместных с зарубежными фирмами проектах конкретных мостов и сооружений, в работе Технических Комитетов по разработке международных стандартов ISO, в процессе освоения новой техники и конструкций.

Очевидно, что качество инженерного образования, интерес молодежи и конкурентность в

отрасли при наличии описанных лабораторий существенно возрастут, если к работе в них привлекать не только инженеров отрасли, но и преподавателей первых курсов вузов, учителей и активную любознательную молодежь школ и лицеев. В этой любознательной среде на базе изучения физических явлений и конструкций следует всячески поощрять молодые таланты, дерзкие и грамотные новые идеи, давать возможности пробной реализации предложений изобретателей (автор вел подобный творческий молодежный кружок на взаимном энтузиазме более 30 лет, передавая энергию и прочные знания практических основ динамики двум-трём сотням учащихся).

Например, мосты – это одно из наиболее романтических инженерных созданий (в одном ряду с небоскребами, космическими аппаратами и сложными технократическими современными компьютерными играми). Если зайти в любую школу в пятый класс, нарисовать на доске два высоких обрывистых берега реки и спросить у ребят, какую они предлагают сделать переправу, то «мозговой штурм» может затянуться на несколько часов, и никто из его участников ни разу не зевнет! И этот уровень технической любознательности и жажды действия «своими руками» надо не потерять в вузе, подхватив его на 1-м курсе с 1-го сентября. Такое «яростно-настоящее» профессиональное образование «взахлёб», с развитием и удовлетворением собственного любопытства учащихся (конечно, параллельно с освоением необходимого объема знаний, но нанизываемых на этот стержень) и должно быть в вузе: бакалаврате, магистратуре (желательно двухлетней), аспирантуре.

Особое внимание в обучении на лабораторных компьютерах, испытательных стендах и приборах следует уделять исследованиям не только понятных, но и сложных явлений (например, таких, как уточнение динамических нагрузок и диссипативных свойств конструкций и подсистем). А во время проведения лабораторных работ следует проверять результат на разных моделях или макетах (от простого – к сложному) при обязательном его сравнении с компьютерными расчетами параметров движения (напряжений, перемещений, ускорений и т.п.). Такая регулярная, по типу европейских фирм и университетов, официальная переподготовка – на моделях лабораторий и во время экскурсий на новаторские стройки и объекты – может заканчиваться переаттестацией всех инженерно-технических работников, которые,

например, каждые 5–10 лет могут сдавать серьёзный критический отчет с аналитическим обзором и предложений для своей фирмы о мировой практике и тенденциях – с защитой работы и повышением квалификационного уровня.

Как же создать и затем реализовать Проект специализированных Лабораторий Динамики конструкций (ЛДК) зданий, сооружений (в т.ч. мостов), машин или процессов – для предприятий, университетов и других организаций. Перечислим задачи и модели ЛДК сначала в терминах расчетно-теоретических дисциплин (табл. 1), а затем – конструкторско-производственных (табл. 2), где рассмотрим более связанные с конструкторскими и научными терминами задачи современной динамики конструкций зданий и сооружений, реализация которых возможна в ЛДК.

Спецкурсы по динамике различных конструкций и сооружений, читаемые студентам и инженерам-мостостроителям на перспективной учебно-научной лабораторной базе

Данные рекомендации разработаны, во-первых, для «уплотнения» учебного процесса стационара профессиональными спецкурсами (можно надеяться на то, что даже при расположении их в группе дисциплин «по выбору студента», интуиция будущего специалиста не даст осечку!). Во-вторых, здесь имеется большой выбор для научных работников (уровня соискателей и аспирантов – им просто необходимо «питаться» материалами самых современных международных научных конференций) и для практиков-инженеров различных организаций вспомогательного звена (спецкурсы для этого звена всегда полезны для обеих сторон: слушателей и преподавателей).

Перечислим ниже сначала для основных инженерно-строительных и мостостроительных специальностей несколько тем-названий спецкурсов, указав в скобках для некоторых тем возможные типы практических занятий или курсовых задач:

1) Динамические расчеты и рациональное конструирование протяженных мостов и трубопроводов.

2) Динамические расчеты и конструирование большепролетных покрытий зданий и сооружений (стадионов, выставочных залов, депо, ангаров и т.п.).

3) Динамические расчеты и конструирование башен и мачт, воздушных линий и опор ЛЭП, канатных дорог и т.п.

4) Динамические расчеты и конструирование высотных каркасных зданий (сопоставление требований норм ДБН, РФ, ISO).

(В темах 1–4 желательно выполнение слушателями по индивидуальным заданиям эскизного проекта с анализом собственных и вынужденных колебаний по упрощенным динамическим моделям).

5) Анализ специальных динамических воздействий на мостовые сооружения и инфраструктуру: ветер, сейсмика, взрывы и теракты, транспортные и пешеходные нагрузки.

6) Компьютерное моделирование статико-динамического взаимодействия сооружений с неоднородным основанием и с подвижными нагрузками.

7) Особенности расчетов специальных инженерных сооружений на динамические нагрузки.

(В темах 5–7 желательно выполнение сравнительных динамических расчетов вынужденных колебаний по упрощенным динамическим моделям: одно сооружение принимается за основу, остальные параметры задач варьируются).

8) Конструкции и параметры устройств и узлов, демпфирующих колебания зданий или мостовых сооружений. (Патентный поиск по теме и разработка своего устройства – эскизный проект и расчет).

Таблица 1

Предполагаемые типы расчетных схем конструкций для разработки физических (масштабных) и компьютерных моделей и макетов

№ п/п	Типы конструкций	Варианты объектов и моделей
1	Балки и рамы статически определимые и неопределимые (неразрезные и др.): мостовые переходы балочного типа; несущие балки рам каркасов зданий и сооружений; кузовов вагонов и др. колесной техники; а также грохоты и виброплощадки; технологические машины горно-металлургического комплекса; перекрытия и покрытия (мостов, площадок, зданий) и др.	Однопролетные балки и рамы
2		Многопролетные
3		Стальные
4		Железобетонные
5		Композитные (из стали, бетона, дерева, пластмасс)
6		С переменными массами (погонными, сосредоточенными)
7		С изменяемыми жесткостями (изгибной, продольной, на сдвиг, кручение и др.) и сечениями балок, рам, узлов; с изменением пролетов и др.
8	Рамы статически определимые и неопределимые этажерок, копров, эстакад, зданий, сооружений и машин (материалы и конструкции см. варианты в строках 1...7)	Плоские, пространственные
9		Одноэтажные (одно- и многопролетные)
10		Многоэтажные (5, 10, 30, 50 этажей) каркасы зданий
11	Узлы, соединения и демпфирующие устройства (в т.ч. связи, диафрагмы, соединения на высокопрочных болтах и др., см. строки 1...10)	Жесткие или шарнирные узлы
12		Полужесткие («semi-rigid») узлы
13		С реализацией сил (демпферов) вязкого трения
14		С силами сухого трения разных видов
15		С применением корректоров, поглотителей, ударных и динамических гасителей колебаний
16	Фермы, арки, своды, оболочки, структуры и др.	Сопоставление расчетных схем с шарнирными и жесткими узлами, а также см. вар.1...15
17	Сборные конструкции, «временки», павильоны тентовой архитектуры	Временные, сборно-разборные, трансформируемые объекты
18	Висячие, вантовые, мембранные системы: мосты, покрытия зданий, стадионов	Стальные нити (ванты, канаты, тросы) – абсолютно гибкие, конечной жесткости и др.

Виды учебных и научно-практических задач динамики конструкций для разработки физических макетов и компьютерных моделей ЛДК

№ п/п	Виды задач динамики	Особенности приложений
1	Оценка и исследование линейных систем и их статико-динамического напряженно-деформированного состояния (НДС). Пути измерения и вычисления основных «выходных» параметров НДС конструкций: ускорение, скорость, перемещение, напряжения (нормальные, главные, эквивалентные). Построение графиков силовых и амплитудно-частотных характеристик (АЧХ) при различном числе степеней свободы модели. Построение линий влияния усилий и перемещений при малых скоростях движения «подвижной нагрузки». Задачи виброэкологии.	Влияние на НДС сил тяжести
2		Динамические нагрузки на конструкции зданий и сооружения, их виды
3		Вредное влияние вибрации на человека, на приборы, на конструкции
4		Полезное применение вибрации, ударов и т.п. технологий. Вибродиагностика
5		В системах (моделях) с одной степенью свободы при вязком трении получение динамического коэффициента
6		Определение частот и построение форм собственных колебаний конструкций. Резонансы при вынужденных колебаниях
7		Демонстрация реальной работы составной системы с разным (по виду и уровню) трением в подсистемах
8	Исследование особенностей нелинейных систем и определение видов задач, для которых учет нелинейностей необходим (см. 1...5 в табл. 2). Особенности АЧХ для нелинейных систем, построение скелетных кривых и зон многозначных решений для «жестких» и «мягких» систем	Учет в задачах динамики геометрической нелинейности (стержни, нити)
9		Нелинейно-упругие системы и элементы (кубическая характеристика)
10		Нелинейно-диссипативные системы (сухое и комбинированное трение)
11		Виды конструкционных и генетических нелинейностей, зазоры, разрывы связей, упругие упоры
12		Демонстрация неприменимости принципа суперпозиции в нелинейных системах
13	Исследование различных сочетаний статико-динамического взаимодействия всех подсистем: конструкций различных носителей подвижных нагрузок; конструкций мостов, дорожных одежд, авто- и железнодорожного пути; грунтового основания	Моделирование колебаний несущей конструкции сооружения, машины
14		Моделирование колебаний моделей носителей подвижных нагрузок (АЧХ)
15		Моделирование взаимодействия систем 13 и 14
16		Колебания при ветровой, сейсмической, технологической, транспортной динамических нагрузках
17	Задачи выбора и оценки эффективности способов виброзащиты и виброизоляции рабочих мест, оборудования, конструкций (сооружений, дорог, машин). Разработка и применение защитных устройств отдельного и комплексного действия при защите от особых динамических нагрузок: ветра, сейсмике, работающего оборудования, террористических актов.	Частотная отстройка по спектрам частот собственных и вынужденных колебаний – изменение схем зданий, сооружений, их узлов, виброизоляторов, подвесок, упоров и т.п.
18		Работа связей (включающихся, выключающихся), скользящих поясов и др.
19		Установка виброизоляторов под машины с динамическими нагрузками
20		Работа макетов корректоров и поглотителей колебаний
21		Виды и эффективность динамических гасителей колебаний (ДГК)
22		Виды и эффективность ударных гасителей колебаний (УГК)

№ п/п	Виды задач динамики	Особенности приложений
23	Анализ и особенности поведения конструкций при землетрясениях, а также при «промышленной» и «городской» (транспортной) сейсмике	Устройства для сейсмозащиты. Статический, динамический и «экспериментальный» методы сейсморасчетов
24		Модели и параметры воздействий при сейсмике природной, промышленной и транспортной (городской)
25	Решение задач устойчивости конструкций теоретически (в том числе - динамическим методом) и экспериментально – опытным путем. Устойчивость 1 и 2-го рода. Устойчивость положения объекта: против опрокидывания и сдвига	Демонстрация определения критических статических нагрузок для сжатых конструкций динамическим методом (в эксперименте и на компьютерных моделях)
26		Исследование устойчивости движения методом А. М. Ляпунова
27	Исследование работы конструкций из разных материалов на выносливость. Анализ влияния на НДС и динамику конструкций различных концентраторов напряжений	Демонстрация работы конструкций на циклические нагрузки
28		Экспериментальная оценка коэффициентов концентрации напряжений в узлах объектов и поиск путей их снижения
29	Выбор силовозбудителей и технологической оснастки для динамических испытаний. Силовое и кинематическое воздействие. Удар, вибрация, колебания – нормирование и измерение уровней и доз. Случайные колебания и их характеристики. Сбор «входов» и пути их ввода в компьютерные и физические модели	Механические вибраторы с переменной частотой вращения
30		Электродинамические вибростенды
31		Калибровочные и тарировочные системы и устройства
32		Ударные стенды и устройства
33		Измерение параметров реакций и возмущений в натуральных условиях эксплуатации сооружений и схема аппаратного задания воздействий в компьютерную модель объекта
34	Примеры применения интегральной динамической диагностики и динамической паспортизации и мониторинга технического состояния эксплуатируемых конструкций	Динамические испытания – как средство диагностики конструкций
35		Создание первичных и текущих паспортов: виброэкологических, технологических, сейсмодинамических и т.п.
36		Вибромониторинг технического состояния объекта и зонинг территории

9) Особенности современных компьютерных расчетов конструкций на различные нагрузки. Критика состояния, недостатки отечественных ПК. (Сравнительные динамические расчеты сооружения).

10) Обеспечение безопасности и сейсмостойкости сооружений в сейсмически опасных районах – пути сейсмозащиты. (Патентный поиск по теме и разработка своего способа с расчетом и эскизным проектом).

11) Динамическая, виброэкологическая, вибротехнологическая паспортизация сооружений и территорий. (По заданным условиям экс-

плуатации конкретного узла в сооружении составить паспорта и дать инженерные мероприятия по снижению вибрации).

12) Расчеты зданий и сооружений на промышленную и транспортно-городскую сейсмiku с конструированием сейсмозащитных фундаментов, корректоров и гасителей колебаний. (Эскиз-проект устройств).

13) Динамические расчеты зданий и сооружений на специальные воздействия: ветер, сейсмика, взрывы; работа оборудования с динамическими нагрузками. (Модели, уравнения,

сравнительные расчеты, обеспечение допустимых уровней вибрации).

14) Обследование и испытания конструкций. Динамическая диагностика, паспортизация и мониторинг состояния конструкций, зонинг территорий. (Мост, его модель, схема испытаний, паспорт).

15) Лабораторные динамические испытания моделей и узлов сооружений. (Проведение в лаборатории или цеху испытаний объекта с дальнейшей обработкой результатов в компьютерном классе).

16) Статические и динамические расчеты взаимодействия сооружений, покрытий автодорог и аэродромов с грунтовыми, свайными, шпунтовыми и другими основаниями и смесями; Примеры расчета дорожных одежд, оснований, покрытий аэродромов

17) Динамические расчеты и конструирование городских, пешеходных и автодорожных мостов и трубопроводных переходов. (Провести сравнение расчетов вариантов старинных и современных искусственных сооружений).

18) Динамические расчеты искусственных сооружений (мостов и труб) на дорогах, а также дорожных одежд, рельсо-шпальной решетки, аэродромных покрытий при ударных нагрузках. (Выполнить сравнительные расчеты для различных составов дорожных одежд, решетки на разные нагрузки – компьютерные расчеты и эскизные иллюстрации).

19) Обследование, испытания и контроль качества конструкций дорог и аэродромных покрытий.

20) Энергосберегающие технологии и динамика строительных смесей при их взаимодействии с вибрационными и ударными формовочными установками. (Компьютерный расчет, анализ и поиск рациональных режимов вибрации).

21) Статистическая динамика взаимодействия конструкций движущихся экипажей с дорогами и мостами. (Вычисление энергетических спектров напряжений и ускорений конструкций моста, экипажа и пути).

22) Прочность, устойчивость и колебания основных и вспомогательных конструкций, монтажных устройств и оснастки в технологии строительного производства. (Динамические расчеты траверс, подмостей, люлек мостов).

23) Паспортизация строительных сооружений, мониторинг их состояния, зонинг и картирование территорий с целью предотвращения (и системного предупреждения) аварий зданий и сооружений. (Оценка опасных и чрезвычай-

ных ситуаций, аварий и т.п. путем анализа данных динамических паспортов).

24) Введение в виброэкологию зданий и сооружений. Задачи по вибродозиметрии, виброзащите (практика виброизмерений в лабораторных и натуральных условиях).

25) Виброэкология сооружений, виброзащита человека, вибродозиметрия рабочих мест и виброизоляция оборудования. (Оценка режимов вибрации, комфорта и т.п. с измерениями в лабораторных и натуральных условиях на моделях физических и компьютерных).

Кроме того, существует также возможность разработки тем-спецкурсов, полезных для специальностей архитектурно-конструкторского (европейского) профиля:

26) Формообразование и прочностное конструирование с выявлением «наименее жестких элементов сооружения» с применением метода динамического формообразования (МДФ). (Работы по задачам Технических Комитетов ISO для различных сооружений, в т.ч. поиск оригинальных очертаний и параметров мостов).

27) Архитектура сейсмостойких зданий и сооружений (природная и городская сейсмика) – антисейсмические швы, планировки и параметры мостов и зданий. (Создание и освоение оригинальных компьютерно-архитектурных расчетов рациональных параметров сооружений).

28) Освоение тем №№ 22, 23–25 (см. выше) с реализацией их в архитектурно-конструкторском стиле по упрощенным алгоритмам.

При наличии в вузе или организации различных механических специальностей, изучающих динамику конструкций транспортной и другой техники (вагоны, автомобили, краны), а также триботехнику и вибропроцессы (виброплощадки, вибротолки, вибропогрузатели, манипуляторы, автоматизация управления процессами, материаловедение и т.п.), темы №№ 1–25 несколько видоизменяются из-за особенностей другого применения объекта, не меняя методической сути исследований динамики системы. В этих объектах повышается роль динамических нагрузок, их анализ, структура и моделирование (физическое, математическое, компьютерное). Свою специфику имеют задачи анализа аварийности, взаимодействия элементов машин с грунтовыми реологическими смесями, уплотнения смесей и других технологических процессов строительной индустрии и вибротехники. Не менее важны и здесь задачи динамических испытаний, вибро-

экологии, остаточного ресурса, паспортизации и диагностики, компьютерных тренажеров и т.п.

Очевидно, что почти все описанные темы спецкурсов могут применяться и развиваться в направлении проблем экологии и безопасности жизнедеятельности различных учебных и научных специальностей. Но базовыми для широкого развития здесь будут, конечно, темы №№ 23–25.

В заключение «трактата» подчеркнем, что, например, современное мостостроение можно разделить на временное (по заказу сельской общины), обычное (городское, надежное, «на 100 лет»), элитарное. Элитарными могут быть новые архитектурные формы моста (см. плохие примеры: Живописный мост в Москве с неработающим рестораном в замке арки; упавший в 2004 г. аквапарк в Ясенево с уникальной облицовкой покрытия и неудачными по проекту двумя низшими формами собственных колебаний) и т.п. Новое здесь – технологии строительства и динамических испытаний, скрытое обеспечение системами непрерывного мониторинга с выводом и обработкой данных и оперативной связью с соответствующими подразделениями и отрядами ЧС.

В Украине в последнее время наблюдается определенная запутанность принципов дипломного и последипломного образования, переподготовки действующих инженеров-мостовиков. Очевидно, что надо поднять уровень приближения студента с первого курса к простым понятным операциям по созданию расчетов и конструированию моста, по управлению динамикой моста. Следует перераспределять внимание и знания студентов постоянно, не давать общеобразовательным кафедрам захватывать всё внимание студента «кажущейся важностью» их дисциплины. Да, они полезны, они развивают молодого человека, но многим преподавателям иногда не хватает мотивации к созданию будущих звёзд мостостроения типа А. Г. Эйфеля, И. П. Кулибина, Г. Б. Фукса, Н. Г. Бондаря, М. М. Корнеева, М. И. Казакевича.

К выводам в «трактате» предлагается дискуссия на тему «как при необходимости можно повысить квалификацию некоторых специалистов строительных отраслей» и когда возникает такая необходимость? В каких направлениях сегодня можно подкорректировать состав и стиль обучения и переподготовки, например, инженера-мостостроителя (проектировщика,

изыскателя, эксплуатационника)? Рекомендуются два рецепта:

1. Постоянно расширять и обновлять экспериментально-лабораторную учебно-научную базу (параллельно с альтернативными методами компьютерного моделирования) для повышения качества обучения, предвидения чрезвычайных ситуаций и предупреждения нерациональных решений с позиции динамики конструкций: прочности, комфорта, безаварийности.

2. Постоянно предоставлять студентам и инженерам возможность изучения спецкурсов о новых методиках и явлениях, о достижениях мировой науки в области динамики сооружений.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Кулябко, В. В. Нелинейное взаимодействие конструкций мостов, пути, инфраструктуры – с основанием и инерционной дискретной подвижной нагрузкой общего вида: расчеты, испытания, гашение колебаний [Текст] / В. В. Кулябко // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В.Лазаряна. – 2010. – Вип. 33. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2010. – С.146–149.
2. Лазарян, В. А. Теоретическое прогнозирование напряжений в конструкциях проектируемых экипажей / В. А. Лазарян, В. Ф. Ушкалов, В. В. Кулябко, А. К. Шерстюк // Некоторые задачи механики скоростного наземного транспорта. – К.: Наук. думка, 1974. – С. 101–110.
3. Бондарь, Н. Г. Нелинейные автономные задачи механики упругих систем / Н. Г. Бондарь. – К.: Будівельник, 1971. – 140 с.
4. Ушкалов, В. Ф. Случайные колебания механических систем при сухом и вязком трении [Текст] / В. Ф. Ушкалов // Нагруженность, колебания и прочность сложных механических систем. – К.: Наук. думка, 1977. – С. 16–23.
5. Кулябко, В. В. Моделирование колебаний длинноразмерной платформы при детерминированных и случайных возмущениях / В. В. Кулябко // Нагруженность, колебания и прочность сложных механических систем. – К.: Наук. думка, 1977. – С. 120–127.
6. Загора, А. Л., Гашение колебаний мостовых конструкций / А. Л. Загора, М. И. Казакевич, под ред. Н. Г. Бондаря. – М.: Транспорт, 1983. – 134 с.
7. Распопов, О. С. Автоматні та топологічні методи динамічного аналізу просторових стержневих систем [Текст]: дис... д-ра техн. наук: 05.23.17 / Распопов Олександр Сергійович. – Д.: 2009. – 38 с.
8. Кулябко, В. В. О расчете мостов и дорог на любые подвижные нагрузки с учетом инерционности, подрессоривания, торможения, разрыва свя-

- зей, переменных скоростей и интервалов движения [Текст] / В. В. Кулябко, А. В. Макаров // Дороги і мости: зб. наук. праць / ДерждорНДі – К.: 2008. – Вип. 9. – С. 129–140.
9. Кулябко, В. В. Методи динамічного формообрання (МДФ) мостів, конструювання (МДК) їх нелінійних демпфуючих елементів і діагностики (МДД) технічного стану [Текст] // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: зб. наук. праць / Нац. трансп. ун-т. – К.: НТУ, 2006. – Вип. 73: Сучасні проблеми проектування будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення. – С. 195–199.
 10. Редченко, В. П. Особливості застосування спектрального аналізу при дослідженні коливань будівельних конструкцій [Текст] / В. П. Редченко. – Д.: Пороги, 2010. – 95 с.
 11. Кулябко, В. В. Особенности динамических расчетов пространственных конструкций [Текст]: учебн. пособ. по дисц. «Строительная механика (спекурсе)» для студ. вузов стр-х спец-стей: Ч. 3: Избранные методы строительной механики в расчетах пространственных конструкций / В. В. Кулябко, под общ. ред. Мушанова В. Ф. – Макеевка. ДонНАСА. – 2006. – С. 214–274.
 12. Kulyabko, V. Laboratory of Dynamics and Diagnostics of Constructions [Текст] / V. Kulyabko, I. Davydov // Archive of Civil Engineering – Polish Academy of Sciences, Institute of Fundamental Technological Research. Vol. 49. – № 3/2003, Warsaw, – P. 245–320.
 13. Кулябко, В. В. О циклах алгоритмов разработки сейсмозащиты сооружений: нелинейные расчеты, конструирование, лабораторные и натурные испытания, паспортизация [Текст] / В. В. Кулябко // Будівельні конструкції: міжвідомч. зб. / Вип. 73: Будівництво в сейсмічних районах України. – 2010. –К.: НДІБК, 2010. – С.783–790.
 14. Кулябко, В. В. Динамика – и причина аварий сооружений, и путь их предупреждения [Текст] / В. В. Кулябко // Предотвращение аварий зданий и сооружений: сб. науч. тр. / РААСН, ВЕЛД – Вип. 9. – М., 2010. – С. 86–90.
- Поступила в редколлегию 03.07.2012.
Принята к печати 17.07.2012.

В. В. КУЛЯБКО (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури, Дніпропетровськ)

ТРАКТАТ ПРО РОЗВИТОК НАУКОВО-ЛАБОРАТОРНОЇ БАЗИ ТА СТВОРЕННЯ СПЕЦКУРСІВ ПО ДИНАМІЦІ КОНСТРУКЦІЙ І СПОРУД

У статті пропонуються до обговорення два напрямки вдосконалювання способів навчання й досліджень динаміки споруд (і, зокрема, - мостів). Перше - розвиток експериментально-лабораторних методів випробувань конструкцій. Друге - створення спецкурсів - як сучасної форми вивчення динаміки мостів, будинків, машин і процесів.

Ключові слова: динаміка споруд; коливання й випробування конструкцій, будинків, мостів, освіта

V. V. KULYABKO (Prydneprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture, Dnepropetrovsk)

TRACT ON THE DEVELOPMENT OF RESEARCH AND LABORATORY BASIS AND CREATION OF SPECIAL COURSES ON DYNAMICS OF CONSTRUCTIONS AND STRUCTURES

This article proposes to discuss the two ways of improving methods of teaching and research of the dynamics (and, in particular - the bridges). The first - the development of experimental and laboratory methods for testing of constructions. The second - the creation of special courses - as a modern form of studying the dynamics of bridges, buildings, machines and processes.

Keywords: dynamics of structures; vibrations and testing of constructions, buildings, bridges; education

МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КРІПЛЕННЯ ГЛИБОКОГО КОТЛОВАНУ

В статті розглянуті питання кріплення глибоких котлованів. На основі моделювання напружено-деформованого стану визначений вплив різних параметрів, таких як кількість розстрілів, вид контрфорсів, а також запропонований новий спосіб кріплення за допомогою застосування нижніх залізобетонних в'язей (розпірок) під дном котловану.

Ключові слова: Глибокий котлован, розстріл, контрфорс, моделювання, «стіна в ґрунті», МСЕ

Вступ

При всіх перевагах глибинної проходки і будівництва станцій метрополітену глибокого розташування в останні десятиліття все частіше будують лінії мілкового закладення, а станції будують відкритим способом у глибоких котлованах. Використання відкритого способу зменшує строки будівництва, знижує їх складність і дозволяє індустріалізувати будівництво.

Проблема влаштування міцного і жорсткого кріплення стінок, здатного стримувати тиск масиву ґрунту виникла із початком самого будівництва, як виду діяльності. Необхідно було насамперед забезпечити стійкість стінок котловану від руйнування. Останнім часом ця проблема стає все більш актуальною, оскільки будівництво перш за все ведеться у містах. Існують методи кріплення котлованів від руйнування, але від переміщення стінок досить дієвого, зручного і дешевого методу досі не існує.

Найбільш прогресивним і сучасним є спосіб закріплення стінок котловану за допомогою «стіни в ґрунті». Стіни, які утворені до розкриття котловану потім розпирають за допомогою розстрілів. В цей час і виникають основні труднощі. Сама по собі «стіна в ґрунті» при мінімальній товщині 600 мм є досить стійкою і жорсткою конструкцією, навіть без додаткового кріплення «стіна в ґрунті» утримує стінки досить великих котлованів від обвалення. Боківий тиск масиву ґрунту настільки великий, що навіть залізобетонна стіна товщиною 600 мм під його впливом значно деформується. Додаткове закріплення стіни по периметру поясами із зварних двотаврів та влаштування розстрілів із труб великого діаметру надасть конструкції необхідної жорсткості, що буде достатньою для мінімізації горизонтальних деформацій. Проте така конструкція значно зменшує вільний простір в котловані, що значно ускладнює як розробку так і будівельно-монтажні роботи при будівництві метрополіте-

ну, оскільки розстріли встановлюють із мінімальним кроком..

Проблема полягає в тому, що в надто закріпленому котловані дуже незручно виконувати будь які роботи. А кількість розстрілів, які необхідні для розпирання стінок котловану вибирають керуючись дуже приблизним аналітичним розрахунком, точність якого викликає сумніви, та попереднім досвідом проектування схожих конструкцій у схожих інженерно-геологічних умовах. Аналітичний розрахунок відсутній, так як постановка плоскої задачі не дає бажаних результатів [4]. По всій довжині котловану поперемінно чергуються перерізи між розстрілами і перерізи, в які потрапляють розстріли. Приймавши плоску схему без розстрілів розрахунок ведеться як для защемленої в ґрунт консольної стінки, і при цьому робота розстрілів не враховується. Якщо використовують плоску схему в перерізі із розстрілом, то вирішивши декілька диференціальних рівнянь можна отримати результати, але вони будуть значно завищені і не будуть відповідати реальному стану роботи конструкції. Схожими проблемами, пов'язаними із розрахунком підпірних стін котловану займався Глушков Г. І. [1], Лучковський І. Я. [2, 3] та багато ін.

Єдиним на даний час методом, який може дати більш-менш переконливу відповідь на питання про кількість розстрілів, їх розташування та переріз є метод скінчених елементів. Сучасні програмні комплекси автоматичного проектування дозволяють побудувати ідентичну реальному котловану модель, задати всі необхідні параметри матеріалів та детально проаналізувати напруження та деформації [2].

Метою роботи є створення інженерного методу контролю надійності і стійкості кріплення глибоких котлованів на основі аналізу напружено-деформованого стану за допомогою сучасних комп'ютерних програм, заснованих на методі скінчених елементів.

Результати досліджень

Для визначення напружено-деформованого стану системи «кріплення-масив» та знаходження оптимальних кількості та кроку розстрілів в конкретних умовах була побудована об'ємна модель (рис. 1) у програмі Plaxis 3D Foundation.

Модель представляє собою цілик ґрунту розмірами 150×60×25 м. В якості ґрунту вибрана глина в природному сухому стані. В даному масиві ґрунту змодельований котлован для будівництва станції мілкого закладення метрополітену. Розміри котловану 108×21×12 м. Котло-

ван з усіх чотирьох сторін закріплений залізобетонною стінкою, яка зводиться за технологією «стіна в ґрунті». Підшва стіни розташована на 4 м глибше підшви котловану. Загальна кількість кінцевих елементів 2944, всі вузли узгоджені, триангуляція кластера ґрунту виконана автоматично.

За такою схемою було побудовано 4 типи моделей (рис. 2). Перша модель представляє собою лише стіну в ґрунті, додаткові кріплення у вигляді розстрілів відсутні. У другій моделі додатково вводяться розстріли, крок між якими 12 м. У третій моделі крок між розстрілами 9 м, у четвертій – 6 м.

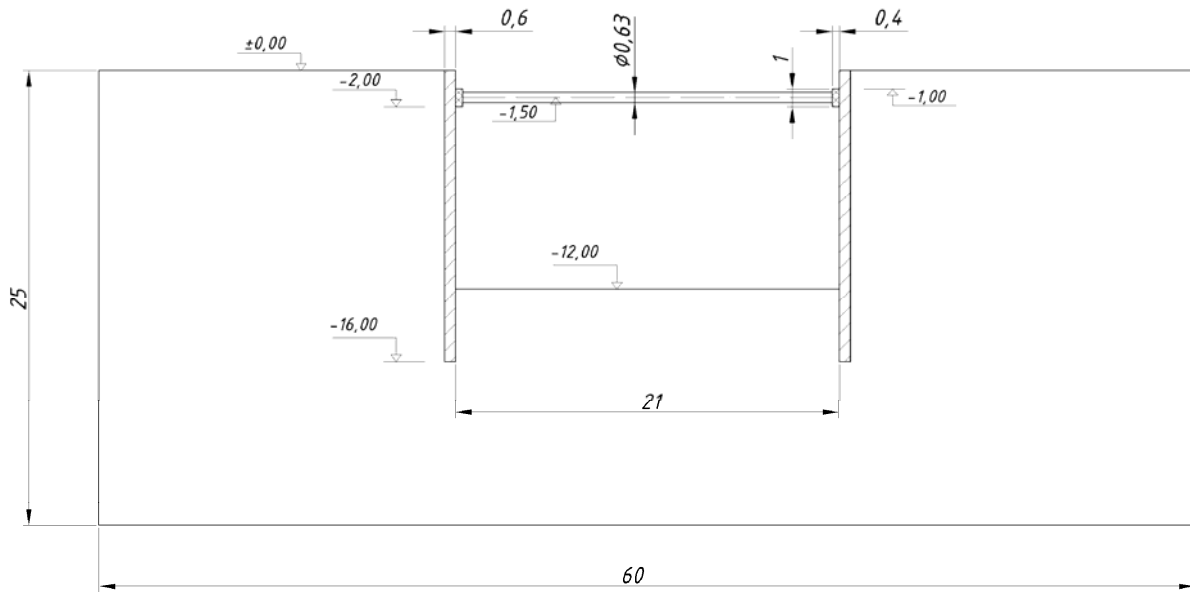


Рис. 1. Поперечний переріз розрахункової СЕ-моделі

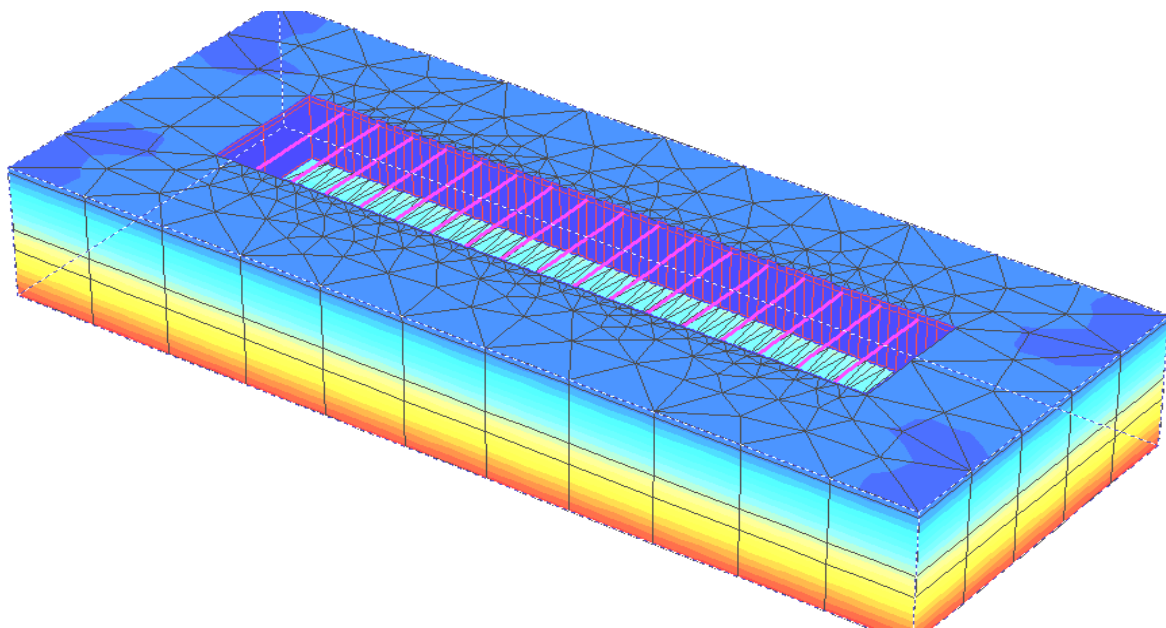


Рис. 2. СЕ-модель котловану із розстрілами

В усіх випадках розрахунку конструкція не втратила несучу здатність, напруження, які виникали в стінці та розстрілах не перевищували межі міцності матеріалів. Головною величиною для аналізу оптимально кількості розстрілів було прийнято величину деформації довшої сторони, тобто величину, на яку максимально перемістить підтримуюча залізобетонна стіна.

При розрахунку використана умова поетапного будівництва: першим етапом влаштовується стіна в ґрунті, другим – розробка ґрунту до рівня встановлення розстрілів, третім – встановлення необхідного числа розстрілів, четвертим – розробка ґрунту до дна котловану.

В ідеальній ситуації стіна, що підтримує стінки котлован повинна залишатись нерухомою, але це виконати неможливо, тому головним завданням є мінімізація горизонтальних переміщень в стінці та мінімізація кількості розстрілів. Необхідно наблизитись до того оптимального значення, при якій переміщення і кількість розстрілів буде найкращою.

Аналіз результатів розрахунку показав, що за відсутності розстрілів стіна деформується як консольна, найбільші переміщення величиною 400 мм виявлені у верхній точці стіни посередині довжини котловану. При встановленні 9 розстрілів з кроком 12 м деформації змінюють характер. Найбільші переміщення виникають приблизно на рівні дна котловану і за розраху-

нком становлять 21 мм. Чітко проглядається зменшення переміщень в точках спирання розстрілів і збільшення переміщень в прогонах між розстрілами.

Збільшивши кількість розстрілів до 12 із кроком 9 м принципова картина ізополі залишилася незмінною. Збільшення жорсткості призвело до того, що більші деформації передаються ґрунту на 1-2 м нижче дна котловану, і ці переміщення чисельно становлять теж 21 мм.

При максимальній кількості розстрілів 18 шт із кроком 6 м переміщення в місцях спирання розстрілів і в прогонах між ними рівні. Це свідчить про те, що прогон між розстрілами в 6 м настільки малий, що деформація його спричинена деформацією розстрілу, а не прогину самого прогону. Тобто при відстані в 6 м між розстрілами верх стінки стає рівним по жорсткості по всій довжині.

Максимальні деформації у цьому випадку складають 20 мм і спостерігаються вони по всій висоті 4 м між підшоною стінки і дном котловану. Це свідчить про можливість виникнення випирання дна котловану [5].

Так, як максимальні деформації кріплення при кроці розстрілів від 6 до 12 м майже незмінні, то необхідно проаналізувати внутрішні моменти (рис. 3), що виникають в «стіні в ґрунті».

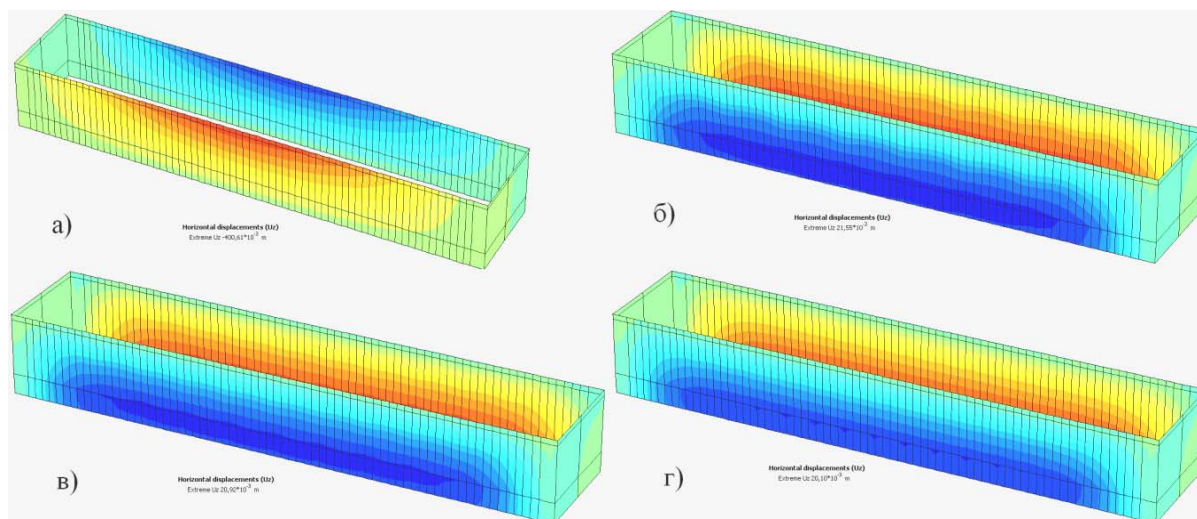


Рис. 3. Горизонтальні деформації стінок котловану:

а) – без розстрілів; б) – розстріли через 12 м; в) – розстріли через 9 м; г) – розстріли через 6 м

При відсутності розстрілів основне зусилля по утриманню поздовжніх стін котловану сприймають торцеві стіни. Це досить наочно ілюструє результати представлення на рис. 3а. В місцях перетину поздовжніх і торцевих моменти досягають максимального значення.

При установці розстрілів ситуація кардинально змінюється. Торцеві стіни майже повністю розвантажені, натомість згинальні моменти виникають в місцях спирання розкосів та на рівні дна котловану у площині розкосів.

Збільшення кількості розкосів призводить до зменшення значення максимального момен-

ту, проте збільшується кількість точок із значними значеннями. Тобто в горизонтальній площині спірання розстрілів і площині дна котловану площа дії згинальних моментів збільшується.

Для визначення напружено-деформованого стану системи «кріплення-масив» при комбінованій конструкції кріплення та різних варіантах влаштування контрфорсів була змінена модель.

Контрфорс – поперечне ребро жорсткості певних розмірів, яке найчастіше влаштовується способом «стіна в ґрунті», і служить для збільшення жорсткості стінового кріплення котловану. Доцільність використання в конструкції контрфорсів пояснюється збільшенням жорсткості стіни із мінімальними витратами матеріалу. В промисловому та цивільному будівництві кріплення за допомогою «стіни в ґрунті» та контрфорсів набуло значного поширення, особливо при великих розмірах котловану в плані. Класичні розстріли, які розпирають в стінове кріплення значно ускладнюють процес розробки ґрунту та монтажу конструкцій фундаменту, особливо при збірному будівництві. Використання контрфорсів вирішує дану проблему. Контрфорси значно збільшують жорсткість стіни, а горизонтальні пояси обв'язки, працюючи на згин мінімізують деформації стінового кріплення.

Для визначення напружено-деформованого стану кріплення із влаштуванням контрфорсів і горизонтальними поясами обв'язки запропоновані нові розрахункові моделі. Контрфорси відносно стінового кріплення розташовуються із внутрішньої сторони, зовні та з двох сторін одночасно.

Класичним виконанням контрфорсу є його тавровий вид. Контрфорс влаштовують поперек стінового кріплення із середини котловану. Звісно, щоб забезпечити необхідний простір для монтажу станції необхідно розширити котлован на значення, рівне довжині двох контрфорсів, тож розміри «у світлі» котловану залишаються $105 \times 21 \times 12$ м.

Для збільшення жорсткості поздовжніх стін у горизонтальному напрямку влаштовують пояси обв'язки. По мірі розробки котловану на проектній відмітці бетонують горизонтальну балку, з'єднуючи її із стіновим кріпленням. Такі балки влаштовують із певним кроком на різних глибинах. Принципова різниця у влаштуванні контрфорсів зображена на рис. 4.

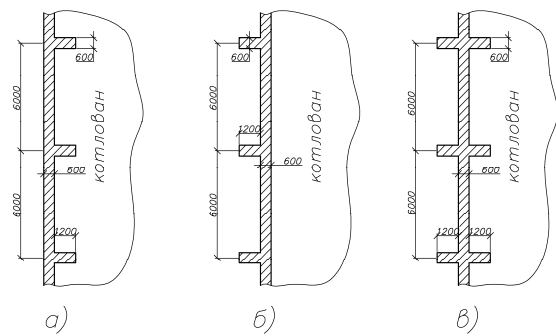


Рис. 4. Схеми влаштування контрфорсів в поздовжній стіні котловану:

а) – внутрішні; б) – зовнішні; в) – «хрестоподібні»

В результаті попередніх розрахунків виявлено, що основа дна котловану недостатньо міцна, до того ж виникає випирання дна котловану і виникає необхідність зменшити деформацію поздовжніх стін на рівні дна котловану.

Для вирішення цих проблем запропонована наступна конструкція. Додатково виконується вертикальна стінка між дном котловану та підшвою стінового кріплення. Стінка виконується на рівні контрфорсів і однакова із ними по ширині. Після розробки котловану до рівня встановлення розстрілів виривають траншею на рівні контрфорсів до рівня підшви стінового кріплення. В цій траншеї виконують бетонування залізобетонної стінки між рівнями – 12,000 та –16,000.

В результаті порівняльного аналізу виконується розрахунок трьох моделей із різним розташуванням та конструкцією контрфорсів. Схема комбінованого кріплення із внутрішнім розташуванням контрфорсів (див. рис. 4).

Третьою конструкцією, що піддається розрахунку є конструкція із «хрестоподібними» контрфорсами. Ця конструкція поєднує в собі перші дві схеми. Тобто контрфорси розташовуються як із внутрішньої, так із зовнішньої сторони.

Із внутрішньої сторони вони додатково з'єднуються із поясами обв'язки. В результаті довжина контрфорса збільшується вдвічі у порівнянні із попередніми схемами конструкції.

Ця схема кріплення більш матеріалоемна, ніж дві попередня, натомість жорсткість поздовжньої стіни значно збільшена, нижня залізобетонна в'язь стримує горизонтальні переміщення стіни нижче дна котловану, а поздовжні пояси збільшують опір згинанню стіни навколо вертикальної осі. Схема такого кріплення зображена на рис. 5.

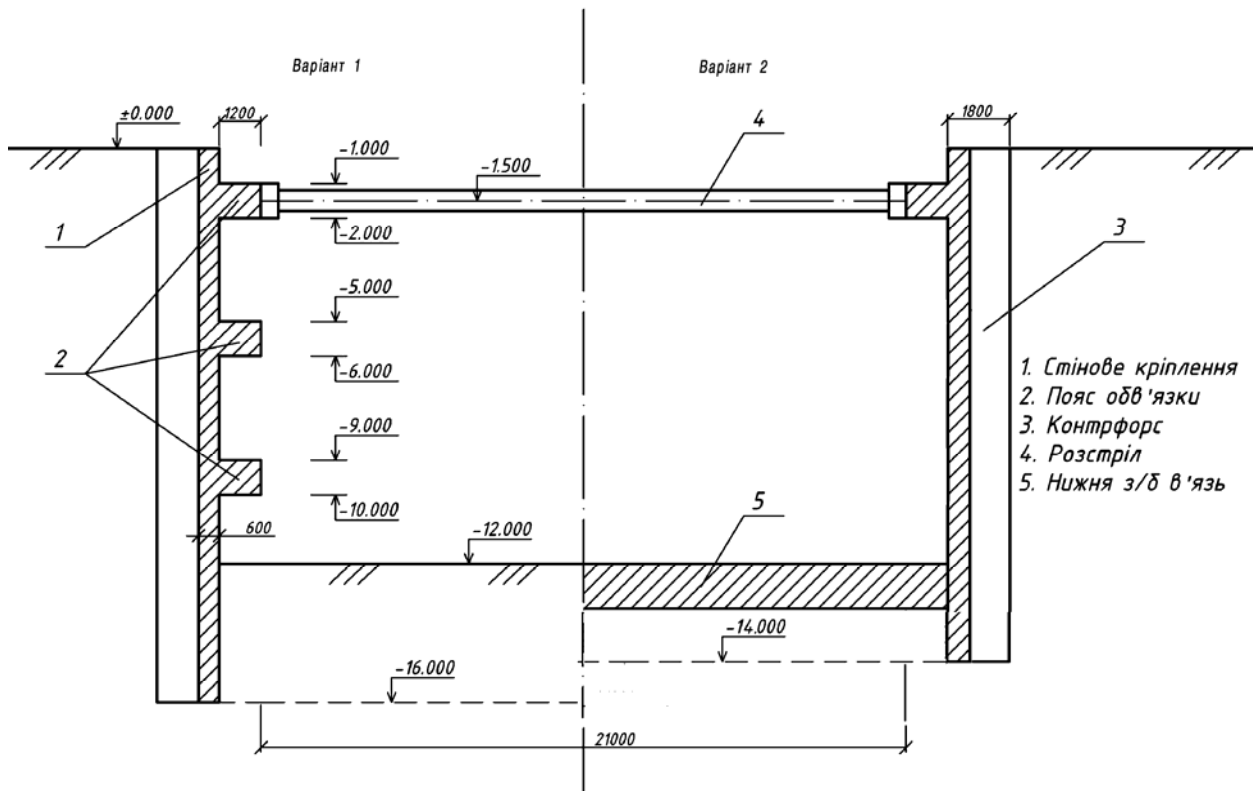


Рис. 5. Схема конструкції комбінованого кріплення котловану із нижніми в'язями:
 Варіант 1) – з поясами обв'язки; Варіант 2) – з нижніми залізобетонними в'язями

Повні переміщення в стіновому кріпленні ідентичні в усіх випадках розрахунку. Максимальне значення не перевищує 20 мм. Будь-яке розташування контрфорсів значно збільшує жорсткість конструкції, в результаті деформації мінімальні.

Нижні залізобетонні в'язі деформуються у вертикальній площині угору, в результаті розтягуються верхні волокна. Величина максимальних деформацій 60...70 мм. В стадії котловану це носить негативний ефект. Але при встановленні конструкції станції на ґрунт та в'язі матимемо розтяг нижніх волокон і ефект «попереднього напруження», що зменшить абсолютні деформації конструкції і позитивно вплине на роботу конструкції станції.

Наявність різної конструкції контрфорсів не впливає на деформування торцевої стіни, оскільки деформації у вигляді згину відбуваються відносно вертикальної осі y , а контрфорси збільшують жорсткість на згин відносно осі z . Отже, контрфорси не зменшують деформацію торцевої стіни котловану. Також вздовж осі x деформуються і крайні з/б в'язі, їх деформація спричинена активним тиском на торцеву стіну, яка стискує ґрунт в середині котловану між рівнями $-12,000$ та $-16,000$. В свою чергу реактивний тиск ґрунту зосереджений на край-

ній з/б в'язі, в результаті чого вона і піддається більшій деформації, ніж інші.

Висновки

Встановлення великого числа розстрілів не тільки погіршує умови монтажу конструкцій, але і значно впливає на ґрунт і стінку нижче рівня котловану, спричиняючи додаткові напруження і деформації. В результаті чого необхідно збільшувати глибину підшви стінки відносно дна котловану або виконувати додаткові заходи для покращення характеристик ґрунту.

Для зменшення деформацій в нижній частині стінки необхідно розглянути варіант із влаштуванням контрфорсів на всю глибину кріплення.

Першим варіаційним розрахунком виконаний підбір оптимальної кількості розстрілів в найрозповсюдженішому на даний момент кріпленні «стіна в ґрунті» + розстріли. Встановлений вплив кроку розстрілів на напружено-деформований стан системи «кріплення-масив», визначена оптимальний крок розстрілів при кріпленні котловану. Встановлена залежність внутрішнього стискуючого зусилля в розстрілах при різних кроках котловану.

Запропонована альтернатива класичному розстрільному кріпленню. Прораховані варіан-

ти комбінованого кріплення за допомогою контрфорсів із поясами обв'язки, розстрілів та додаткових нижніх залізобетонних розпірок (в'язів). Встановлений вплив різної конструкції контрфорсів на напружено-деформований стан системи «кріплення-масив».

Визначена оптимальна конструкція контрфорсів та позитивний вплив влаштування додаткових нижніх залізобетонних розпірок (в'язів) на напружено-деформований стан кріплення котловану.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Глушков, Г. И. Расчёт сооружений, заглубленных в грунт [Текст] / Г. И. Глушков. – М. : Стройиздат. 1977. – 295 с.
2. Лучковский, И. Я. Применение модели слоя конечной ширины к исследованию распределения давления грунта на подпорные стены при наличии местных нагрузок на поверхности

- [Текст] / И. Я. Лучковский, А. М. Данько, А. В. Самородов. // Дороги і мости: зб. наук. праць. / ДерждорНДІ. – К., 2008. – Вип. 9
3. Лучковский, И. Я. Техническая документация (альбом конструктивных решений с данными для расчёта) по ограждающим конструкциям котлованов вблизи существующих фундаментов [Текст] / И. Я. Лучковский. – М.: ХПСНИИП, 1990.
 4. Петраков, А. А. О расчётных моделях нелинейно-деформируемого грунтового массива [Текст] / А. А. Петраков. – Полтава: ПТУ, 1995.
 5. Шихиев, Ф. М. О критических смещениях ограждения, приходящих к предельному напряжённому состоянию в засыпке [Текст] / Ф. М. Шихиев, М. Н. Виргин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971.

Надійшла до редколегії 02.07.2012.

Прийнята до друку 17.07.2012.

В. П. КУПРИЙ, Д. В. ТЮТЬКИН (ДИИТ)

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КРЕПЛЕНИЯ ГЛУБОКОГО КОТЛОВАНА

В статье рассмотрены вопросы крепления глубоких котлованов. На основе моделирования напряженно-деформированного состояния определено влияние разных параметров, таких как количество расстрелов, вид контрфорсов, а также предложен новый способ крепления с помощью нижних железобетонных связей (распорки) под дном котлована.

Ключевые слова: глубокий котлован, расстрелы, моделирование, «стена в грунте», МКЭ

V. P. KYPRIY, D. V. TIUTKIN (Dnipropetrovsk National University of Railway Transport)

MODELING STRESS-STRAIN STATE OF MOUNT DEEP DITCH

In the article describe the questions mount deep ditch. Based on the modeling of the stress-strain state determined the effect of various parameters. This parameters are the number of executions and the type of buttresses. Also proposed a new method of mount deep ditch with the lower concrete ties (spacers) under the bottom of ditch.

Keywords: Deep ditch, spacer, modeling, «wall in the ground», FEM

СТРАТЕГИЯ УПРАВЛЕНИЯ РЕСУРСОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

В статье представлены теоретические основы моделирования жизненного цикла железобетонных элементов мостов. Показано три модели жизненного цикла. Обсуждаются возможности приведенных моделей.

Ключевые слова: жизненный цикл, прогноз жизненного цикла, железобетонный элемент, мост

Проблема

Статья посвящена проблеме моделирования ресурса железобетонных элементов автодорожных мостов. Проблема оценки ресурса автодорожных мостов стала особенно актуальной для Украины в последние 20–25 лет. Приходится констатировать, что сейчас стремительно растет количество физически устаревших сооружений. В этих условиях, для безаварийной эксплуатации и продления ресурса сооружений, нужны новые научные подходы к оценке и прогнозу технического состояния элементов мостов на всех стадиях жизненного цикла. Нужны алгоритмы, которые дали бы количественные критерии уровня надежности и прогноза ресурса элементов.

С этой проблемой сталкиваются все страны, но для Украины сегодня проблема становится особо значимой в силу ряда неблагоприятных причин. Среди них тяжелое экономическое и финансовое состояние страны, угрожающее техническое состояние транспортных сооружений, одно из последних мест в Европе по развитию дорожной сети.

Долгое время проблема долговечности сооружений была уделом академических кругов. В нормах проектирования мостов термин «долговечность» не фигурировал вообще. И только, начиная с 2006 года, с принятием национального нормативного документа проектирования мостов [9] были декларированы сроки службы определяющих несущих элементов – 100 лет. Считается, что такой ресурс должны иметь железобетонные мосты, запроектированные в соответствии с нормативными требованиями [9]. Этот срок службы в 100 лет фигурирует также в нормах Европейского Союза [24]. Исследования же, подтверждающие ресурс в 100 лет нам не известны. Поэтому в нормах 2009 года, опираясь на анализ долговечности мостов Украины, проектный срок службы железобетонных мостов принят 70 лет для сборных, 80 лет – для сборно-монолитных и 100 лет для монолитных [8].

В действительности сегодня мы видим, что средний срок службы железобетонных пролетных строений мостов Украины не превышает 45...50 лет. Так на дорогах государственного значения в четвертом эксплуатационном состоянии находится почти 21 % железобетонных пролетных строений автодорожных мостов, их средний возраст составляет 45 лет. (Заметим, что 82 % автодорожных мостов находится на местных дорогах и их техническое состояние несколько хуже).

Снижение реального среднего срока службы железобетонных пролетных строений мостов до 50...60 лет констатируется также во многих странах мира. В работе [26] указывается, что среднее время жизненного цикла железобетонных мостов Японии установлено Министерством финансов – 60 лет.

В чем причина снижения ожидаемого ресурса? Для Украины мы называем, прежде всего, отсутствие системы эксплуатации и низкое качество строительства. Однако этого нельзя сказать о странах Европы или Японии, где действует четкая система эксплуатации мостов. Очевидно, что кроме названных, есть также и другие объективные причины. Мы считаем, что в значительной степени снижение долговечности закладывается еще на стадии изыскания и проектирования сооружения. Действительно, в современном аппарате проектирования железобетонных элементов (и не только мостов!) нет никаких рычагов управления долговечностью. Срок службы железобетонных мостов назначается директивно, расчетные зависимости проверки сечений не имеют переменных времени, проблема долговечности остается полностью в плоскости опыта и интуиции проектировщика.

В то же время проблема долговечности железобетонных элементов является предметом изучения большого количества научных работников, в том числе и украинских [11, 12, 13, 16, 22, 25]. Мы считаем, что сегодня есть насущная необходимость в объединении научного базиса исследований деградации железобетона с требованиями

правил проектирования, правил строительства и эксплуатации для того, что бы получить теоретические модели оценки ресурса железобетонных элементов мостов. Эти модели должны стать основой в разработке практического аппарата управления жизненным циклом мостов.

Цель работы

Этой работой автор намеревается привлечь внимание научных работников и проектантов к проблеме прогноза ресурса железобетонных элементов мостов на всех этапах жизненного цикла, начиная с проектирования, и изложить перспективные, по мнению автора, подходы к решению задачи прогноза долговечности. Модели прогноза, которые приводятся здесь, анализируются и рассматриваются с точки зрения возможности их приложения в практике проектирования железобетонных элементов мостов для оценки ресурса.

Модель классической теории вероятностей

В теории вероятностей понятие долговечности неразрывно связано с определением надежности, как вероятности отказа. Распределение случайной величины T – времени жизненного цикла в эксплуатации (ресурс) выражается через функцию надежности $P(t)$. Если эксплуатация элемента прекращается после первого отказа, функция распределения долговечности $F(t)$ определяется зависимостью [3]

$$F_T(t) = 1 - P(t)|_{t=T}. \quad (1)$$

Среднее время жизненного цикла определяется интегрированием частоты отказов

$$T = \int_0^{\infty} t p(t) dt, \quad (2)$$

где $p(t)$ – частота отказов,

$$p(t) = -\frac{dP(t)}{dt}. \quad (3)$$

Интегрируя (2) по частям и используя зависимость (3), получим

$$T = -tP(t)|_0^{\infty} + \int_0^{\infty} P(t) dt. \quad (4)$$

Первый элемент интеграла (4) равен нулю, т.к. функция надежности $P(t)$ (разность $1 - F_T(t)$ при $t \rightarrow \infty$ убывает быстрее, чем растет t . Окончательно получим:

$$T = \int_0^{\infty} P(t) dt. \quad (5)$$

Функцию надежности получим, как вероятности редких событий [3, 19]

$$P(t) = 1 - \exp\left[-\int_0^t \lambda(\tau) d\tau\right], \quad (6)$$

где $\lambda(\tau)$ – случайная функция интенсивности отказов, в терминологии [27] – временная оценка превышения граничного состояния.

Функция надежности в зависимости (6) представляет собой вероятность того, что граничное состояние не будет превышено в течение времени t ни разу. Функция интенсивности отказов $\lambda(\tau)$ находится как вероятность того, что граничное состояние не будет превышено в интервале времени $[t, t + dt]$ при $dt \rightarrow 0$, т.е.

$$\frac{P(t \leq T \leq t + dt)}{1 - P(T \leq t)}; \quad (7)$$

или

$$\lambda(t) = \frac{f_T(t)}{1 - F_T(t)}, \quad (8)$$

где T – время жизненного цикла, проектный ресурс; $f_T(t)$ – плотность распределения времени жизненного цикла T ; $F_T(t)$ – функция распределения времени жизненного цикла T .

Формулой (8) устанавливается соответствие между интенсивностью отказов $\lambda(\tau)$ и заданным законом распределения.

Таким образом, классическая модель оценки ресурса элемента описывается зависимостями (5), (6) и (8). Практическая реализация модели может строиться по таким алгоритмам:

– численное интегрирование (5) с аналитической функцией надежности $P(t) = f(X_i, \lambda(t), t)$, где X_i – вектор параметров, определяющих напряженно деформированное состояние, физико-механические свойства и условия эксплуатации элемента. Это достаточно универсальный подход, но построение функции надежности здесь является весьма сложной задачей;

– численное интегрирование (5) с функцией $\lambda(\tau)$ интенсивности отказов построенной по гистограммам времени выхода из строя элементов в процессе эксплуатации. Построение функции $\lambda(\tau)$ в этом случае не представляет

сложности, но значительно сужает аппарат управления ресурсом на стадии проектирования;

– статистическое моделирование (5) с заданием всех функций распределения $F_i(t)$ для параметров, определяющих долговечность элемента.

Феноменологическая стохастическая модель жизненного цикла

Износ элемента сооружения здесь описывается *марковским дискретным процессом с непрерывным временем* [6]. Рассматривается процесс с качественными состояниями. Роль случайной переменной здесь играет случайное дискретное состояние системы.

Будем полагать, что элемент находится последовательно в состояниях S_1, S_2, \dots, S_n , а переходы из одного дискретного состояния в другое осуществляются в моменты времени t_1, t_2, \dots, t_{n-1} .

В нашей модели определяющие зависимости получены, следуя графу в которых блуждание по дискретным состояниям осуществляется только в одном направлении: от состояния с меньшим, к состоянию большим номером.

В терминах дискретного марковского процесса задача сводится к поиску безусловных вероятностей пребывания системы S на произвольном шаге k в состоянии S_i :

$$p_i(k) = \text{Prob}[S(k) = S_i]; \quad k = 1, 2, \dots, n; \quad i = 0, 1, \dots, n-1 \quad (9)$$

Искомые вероятности марковской цепи $p_1(t), p_2(t), \dots, p_n(t)$ – функции времени являются вероятностями того, что система в момент t находится в состоянии S_i и определяются из системы обыкновенных дифференциальных уравнений с переменными, в общем случае, коэффициентами. Это известные уравнения Колмогорова-Чепмена, описывающие эволюцию дискретного марковского процесса с непрерывным временем.

В матричной форме уравнения имеют вид:

$$\frac{d\mathbf{P}(i, t)}{dt} = \mathbf{P}(i, t) \cdot \mathbf{E} \quad (10)$$

где $\mathbf{P}(i, t)$ – матрица вероятностей перехода; $\mathbf{E}(t)$ – матрица интенсивности переходов (интенсивности отказов) $\lambda(t)$

После того, как определены надежности в каждом из дискретных состояний k – модель жизненного цикла элемента описывается как

процесс Пуассона с дискретными состояниями и непрерывным временем. Это частный случай марковского процесса, дающий возможность описать модель нелинейным уравнением – экспоненциальной функцией времени.

Интегральная функция распределения $P(t)$ для времени T_n , которое пройдет пока состоятся все n событий процесса, имеет вид:

$$P(t) = 1 - P(T_n > t) = 1 - \sum_{k=0}^{n-1} \frac{(\lambda t)^k e^{-\lambda t}}{k!}, \quad (11)$$

где $P(t)$ – вероятность того, что элемент перейдет в состояние k в течение времени $t < T_n$; λ – параметр процесса – интенсивность отказов.

Из функции (11) при $k = 5$, модель жизненного цикла элемента описывается уравнением:

$$P(t) = 1 - 0,0083 (\lambda t)^5 \exp(-\lambda t). \quad (12)$$

Таким образом, зависимостью (12), при заданной интенсивности отказов λ , устанавливается связь между надежностью элемента P_t в i -м дискретном состоянии и временем t , которое прошло от начала эксплуатации до состояния $i = 2, 3, 4, 5$.

Заметим, что модель (10), (12) в предположении $\mathbf{E}(t) = \mathbf{E} = \text{const}$ и специфической процедурой определения параметра процесса λ в матрице \mathbf{E} [12] послужила основой для создания нормативного документа по оценке остаточного ресурса элементов мостов находящихся в эксплуатации [9].

В этой модели, единственным параметром управления является постоянная интенсивность отказов λ . Очевидно, что одного параметра недостаточно для управления жизненным циклом железобетонных мостов.

Поэтому здесь для оценки ресурса на стадии проектирования предлагается интегральная функция распределения $P(t)$ времени T_n , включающая дополнительные параметры, характеризующие процесс:

$$P(\lambda, t) = 1 - 0,008333 a^5 \exp(-a) B;$$

$$B = \left[\frac{1}{H_0 \exp(-H_1^2 a^2) + H_2} \right]. \quad (13)$$

где $a = \lambda t$ – параметр процесса деградации; H_0, H_1, H_2 – функции, которые зависят от коэффициентов – характеристик элемента и окружающей среды m_i . Коэффициентов принято пять: m_1 – коэффициент водоцементного отношения бетона; m_2 – коэффициент типа армирования железобетонного элемента; m_3 – коэффициент

типа статической схемы элемента в сооружении; m_4 – коэффициент технологии сооружения; m_5 – коэффициент условий окружающей среды.

Предлагаемая модель может быть достаточно эффективной для прогноза ресурса на стадии проектирования, однако потребуются большая исследовательская работа по обоснованию ее коэффициентов.

Детерминистическая модель жизненного цикла

Научная идея на которой базируется детерминистическая модель жизненного цикла, заключается в следующем: прогноз ресурса железобетонного элемента определяется, как сумма времени деградации защитного слоя T_1 и времени коррозии арматуры до критического уровня – T_2

$$T = T_1 + T_2. \quad (14)$$

Другими словами, модель прогноза ресурса состоит из двух моделей: модели деградации бетона защитного слоя и модели коррозии арматуры. При этом принимается гипотеза, что в течение времени деградации бетона защитного слоя до критического уровня, арматура не корродирует.

Модель деградации защитного слоя бетона представляется общими законами аналитической теории диффузии, известными как уравнение первого и второго законов Адольфа Фика [13]. Первым из них определяется время карбонизации T_c , вторым – время насыщения защитного слоя хлоридами T_{cl} .

Процесс деградации защитного слоя описывается одномерным дифференциальным уравнением первого закона Фика:

$$Q = -D \frac{\partial C}{\partial x}, \quad (15)$$

где Q – количество перенесенного в результате диффузии углерода, так называемая, плотность диффузионного потока; $C = C(x, t)$ – концентрация диффундирующего вещества, функция координаты x и времени t ; D – коэффициент диффузии газа в бетоне.

Решение дифференциального уравнения (15) известно [14]. Мы воспользуемся решением при допущениях, что концентрация углерода линейно изменяется по толщине защитного слоя бетона и градиент концентрации является постоянным. Получим глубину карбонизации в функции времени:

$$d_c = \left(\frac{2DCt}{m_0} \right)^{0,5}, \quad (16)$$

где d_c – глубина карбонизации в направлении координаты x , нормальной к поверхности бетона; m_0 – реакционная способность бетона, функция свойств и количества цемента в бетоне.

Модель деградации защитного слоя бетона (15), (16) является феноменологической, ее параметры D , m_0 определяются экспериментально [1], [19].

Время прогноза полной карбонизации защитного слоя определяется из зависимости (13) при $d_c = a$:

$$T_c = \frac{a^2 m_0}{2D(C_s - C_l)}, \quad (17)$$

где a – толщина защитного слоя; C_s – концентрация CO_2 на поверхности защитного слоя бетона; C_l – начальное содержание CO_2 в бетоне.

Решение (16) в документе [22] дополнено коэффициентами, которые более полно отображают свойства бетона и условия эксплуатации:

$$d_c = \left(\frac{2k_1 k_2 k_3 D C t}{m_0} \right)^{0,5}, \quad (18)$$

где k_1 – параметр среднего содержания влаги в бетоне; k_2 – параметр условий эксплуатации; k_3 – коэффициент, зависящий от водоцементного отношения.

Деградация защитного слоя бетона под воздействием хлоридов характеризуется разрушением пассивирующего слоя арматуры, когда возле ее поверхности накапливается определенное критическое количество хлоридов. Ионы хлоридов, которые всегда присутствуют в окружающей среде, проникают через защитный слой по капиллярной системе и по микротрещинам. Процесс диффузии хлоридов описывается дифференциальным уравнением второго закона Фика [14]:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}, \quad (19)$$

где $C = C(x, t)$ – концентрация ионов хлорида на глубине x во время t ; D – коэффициент диффузии хлоридов в бетоне; t – время; x – координата нормальная к поверхности бетона.

Уравнение (6) при граничных и начальных условиях $C(x, t) = C_s$ для $x = 0$, $t > 0$ и $C(x, t) = C_l$ для $x > 0$, $t = 0$ и постоянном коэффициенте диффузии хлоридов в бетоне имеет решение

$$C = C_I + (C_S - C_I) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right], \quad (20)$$

где $\operatorname{erf}()$ – функция ошибок; C_I – начальное содержание хлоридов в бетоне; C_S – концентрация хлоридов на поверхности защитного слоя бетона.

Решение (20) устанавливает связь глубины проникновения хлоридов со временем

$$t = \frac{1}{D} \left[\frac{x}{\left(2 \operatorname{erfc}^{-1} \left(\frac{C - C_I}{C_S - C_I} \right) \right)} \right]^2, \quad (21)$$

где $\operatorname{erfc}()$ – дополнительная функция ошибок.

В работе [28] показано, что учет предельных и начальных условий при $x > 0, t = 0$ концентрация ионов хлорида $C(x,t) = C_I$ в решении дифференциального уравнения (19) является излишним, в силу малости C_I по сравнению с концентрацией хлоридов на поверхности защитного слоя бетона C_S . В этом случае решение уравнения (19) несколько упрощается и время прогноза насыщения хлоридами защитного слоя бетона до критического значения C_{cr} определяется формулой:

$$T_{cl} = \frac{1}{D} \left[\frac{a}{\left(2 \operatorname{erfc}^{-1} \left(\frac{C_{cr}}{C_S} \right) \right)} \right]^2. \quad (22)$$

Зависимостями (17) и (21-22) определяется время прогноза деградации защитного слоя бетона:

$$T_1 = T_c \text{ при } T_c = T_{cl}, \quad T_1 = T_{cl} \text{ при } T_{cl} < T_c. \quad (23)$$

Что касается времени коррозии арматуры T_2 то эта проблема сегодня достаточно изучена. Есть большое количество работ, как например [5, 7], что позволяют достаточно достоверно определить времени коррозии арматуры до критического уровня – ее ресурс.

Приведенная детерминистическая модель жизненного цикла имеет ряд недостатков, таких как невозможность учета напряженно деформированного состояния защитного слоя бетона, недостаточно изучен коэффициент диффузии, и др. Главным же недостатком, как и для всякой детерминистической модели есть игнорирование того факта, что процесс деградации защитного слоя бетона в действительности является стохастическим.

Выводы

1. Сегодня нельзя отдать предпочтение какой либо из приведенных моделей прогноза ресурса.

2. Приведенная детерминистическая модель уже сегодня является достаточно перспективной для проектной практики, как инструмент управления ресурсом железобетонных элементов мостов. Она нуждается в определенном вероятностном совершенствовании и экспериментальном обосновании, после чего ее можно будет внести в нормативные документы проектирования.

3. Стохастическая модель является более универсальной и простой в применении. Однако, сегодня эта модель нуждается еще в значительной работе по обоснованию ее коэффициентов. Она приведена в порядке дискуссии.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бліхарський, З. Я. Моделювання корозійних руйнувань залізобетонних балок в агресивному середовищі [Текст] / З. Я. Бліхарський, М. Г. Сташук, О. М. Малик // Збірник «Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж». – Донецьк, 2003. - С. 318–324.
2. Богданов, Дж. Вероятностные модели накопления повреждений [Текст] / Дж. Богданов. - М.: 1989.
3. Болотин, В. В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений [Текст] / В. В. Болотин. - М.: Стройиздат, 1971.
4. Бондаренко, В. М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона [Текст] / В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко. - М.: Стройиздат, 1982.
5. Васильев, А. И. Оценка коррозионного износа рабочей арматуры в балках пролетных строений автодорожных мостов [Текст] / А. И. Васильев. // Бетон и железобетон. - М., 2000. - № 2 – С. 20–23.
6. Вентцель, Е. С. Теория случайных процессов и ее инженерные приложения [Текст] / Е. С. Вентцель, Л. А. Овчаров. - М.: Высш. шк., 2000.
7. Гутман, Э. М. Механохимия металлов и защита от коррозии [Текст] / Э. М. Гутман. - М.: Металлургия, 1981.
8. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]. – Введ. 2009-11-11. – К. Мін регіон буд. України, 2009. – 73 с.
9. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. –

- Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
10. ДСТУ-Н Б.В.2.3-23:2009 «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» [Текст] / Мінрегіонбуд України. - К.: 2009.
 11. Иосилевский, Л. И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов [Текст] / Л. И. Иосилевский. - М.: НИЦ «Инженер», 1999.
 12. Карпенко, Л. И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Л. И. Карпенко. - М.: Стройиздат, 1996.
 13. Лантух-Лященко, А. І. Оцінка надійності споруди за моделлю марковського випадкового процесу з дискретними станами [Текст] / А. І. Лантух-Лященко // Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. - К.: 1999.
 14. Маринин, А. Н. Прогнозирование напряженно-деформированного состояния железобетонных мостовых пролетных строений с учетом хлоридной коррозии и карбонизации [Текст] / А. Н. Маринин. Дисс. на соис. уч. ст. к. т. н. – Волгоград, 2007. - 383 с.
 15. Панасюк, В. В. Механика квазихрупкого разрушения материалов [Текст] / В. В. Панасюк. - К.: Наук. думка, 1991.
 16. Панасюк, В. В. Механика разрушения и прочность материалов [Текст] / В. В. Панасюк. - К.: Наук. думка, 1988–1990.
 17. Пирадов, К. А. Механика разрушения железобетона [Текст] / К. А. Пирадов, Е. А. Гузеев. - М.: 1998.
 18. Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин [Текст]: Зб. наукових статей. Науковий керівник – академік НАН України Б. Є. Патон. - Інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона НАН України. - К.: 2006.
 19. Ржаницын, А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность [Текст] / А. Р. Ржаницын. - М.: Стройиздат, 1978. - 239 с.
 20. Руководство по определению диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа [Текст] / НИИЖБ Госстроя СССР. - М.: 1974. - 20 с.
 21. СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы» [Текст] / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП. - 1985.
 22. Чирков, В. П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций [Текст] / В. П. Чирков. - М.: Транспорт, 1980.
 23. New Approach to Durability Design [Text] // CEB Bulletin d'Information No. 238. - 1997.
 24. EN 1990-2001. Eurocode: Basis of Structural Design [Text]. - Brussels: CEN, 2001. - 89 p.
 25. Frangopol, D. Reliability-Based Life-Cycle Management of Highway Bridges [Text] / D. Frangopol // Journal of computing in Civil Engineering. - 2001. - P. 27-34.
 26. Matsumoto, T. Survival analysis on bridges for modeling bridge replacement and evaluating bridge performance [Text] / T. Matsumoto. S. S. Beng // Proceeding Japan-Taiwan international workshop on urban regeneration. Maintenance and green material. - 2005. - P. 23–36.
 27. Melchers, R. E. Structural Reliability Analysis and Prediction [Text] / R. E. Melchers // Second Edition. John Wiley & Sons. - New York: 1999. - 437 p.
 28. Takewaka, K. Quality and Cover Thickness of Concrete based on the Estimation of Chloride Penetration in Marine Environments [Text] / K. Takewaka, S. Mastumoto // ACI SP 109-17, American Concrete Institute. - 1988. - P. 381–400.

Поступила в редколлегию 01.08.2012.
Принята к печати 10.08.2012.

А. І. ЛАНТУХ-ЛЯЩЕНКО (Національний транспортний університет, Київ)

СТРАТЕГІЯ УПРАВЛІННЯ РЕСУРСОМ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ АВТОДОРОЖНІХ МОСТІВ

В статті представлені теоретичні засади моделювання життєвого циклу залізобетонних елементів мостів. Показано три моделі життєвого циклу. Можливості наведених моделей обговорюються.

Ключові слова: життєвий цикл, прогноз життєвого циклу, залізобетонний елемент, міст

A. I. LANTKHOUH-LYASHCHENKO (National of Transport University, Kiev)

MANAGEMENT STRATEGY OF THE ROAD BRIDGES RESOURCE WITH REINFORCED-CONCRETE ELEMENTS

This paper presents an approach to the service life modeling of bridges reinforced concrete elements. Three degradation models are presented. The possibility of the proposed model is discussed.

Keywords: service life, service life prediction, reinforced concrete element, bridge

А. І. ЛАНТУХ-ЛЯЩЕНКО, К. В. МЕДВЕДЕВ (Національний транспортний університет, Київ)

ДО ВИЗНАЧЕННЯ ГРАНИЧНОГО ЗНОСУ ПРОГОНОВИХ БУДОВ АВТОДОРОЖНІХ МОСТІВ

В статті представлено новий імовірнісний підхід до визначення граничного зносу прогонових будов автодорожніх мостів. Головна мета цієї статті полягає в моделюванні зносу елементів мостів числовим параметром надійності. В моделі параметр служить кількісною оцінкою граничного зносу елементів. Модель послужить в системі експлуатації мостів, як критерій інтегральної оцінки і прогнозу технічного стану елементів.

Ключові слова: граничний знос, модель оцінки граничного зносу, характеристика безпеки, автодорожні мости

Проблема

Дослідження, основні положення якого наведено нижче, виконано в рамках науково-дослідницької роботи з підготовки нового видання ДСТУ-Н «Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів» [1]. Проблема, що розглядається, є складовою принципів оцінки технічного стану елементів споруд. Мова йде про засади контролю зносу елементів споруди в процесі експлуатації.

Останнім часом стрімко зростає кількість морально та фізично застарілих мостів проектний термін служби яких має складати 80...100 років. Як показує аналіз даних Аналітичної експертної системи управління мостами Укравтодору (АЕСУМ) [2], реальний середній строк служби автодорожніх мостів сьогодні складає тільки 45...50 років. Різко зросла кількість мостів, що очікують капітального ремонту або реконструкції. В цих умовах, для безаварійної експлуатації та стратегічного планування ремонту і реконструкції споруд, зростає потреба в уточненні науково-методичних підходів в оцінці технічного стану елементів споруд, в розширенні досліджень з обґрунтування критеріїв рівня надійності, ризику та алгоритмів прогнозу залишкового ресурсу елементів.

Принципи оцінки технічного стану мостів викладені в роботі [3] в 1999 році. Новітня феноменологічна модель роботи [3] основана на марковському дискретному процесі з неперервним часом згодом була прийнята як нормативна в 2002 р. в документі [4] і в 2009 р в ДСТУ-Н [1]. За 10 років, що пройшли з моменту прийняття документу, як інструменту оцінки і прогнозування залишкового ресурсу системі експлуатації, модель пройшла апробацію і обґрунтування. Виявились і слабкі місця. Це, перш за все, граничні рівні зносу, що встановлені в мо-

делі директивно, базуючись на досвіді експлуатації мостів. Сьогодні настав час в подальшому розвитку моделі, науковому пошуку критеріїв граничного зносу елементів мостів. Один із можливих підходів викладено в цій статті.

Формулювання задачі

Отже головною метою дослідження є оцінка граничного зносу в процесі експлуатації. Дослідження базується на таких гіпотезах:

А. Критерієм граничного зносу слугує характеристика безпеки за умови рівності характеристичних значень узагальнених опору і навантаження $R_n = S_n$ в першому граничному стані.

Б. Узагальнений опір елемента R_n зменшується в процесі експлуатації, узагальнений навантажувальний ефект від постійних навантажень та рухомого складу $S_n = S_{n1} + S_{n2}$ приймається постійним;

Випадок змінного в часі навантаження S_n має розглядатися окремо.

Гіпотеза **А** $R_n = S_n$ означає, що за граничний знос приймається стан коли вичерпані всі коефіцієнти надійності, як з боку узагальненого опору елементу так і з боку узагальненого навантажувального ефекту. Іншими словами це стан в якому реальна несна здатність елемента дорівнює проектному навантаженню без коефіцієнтів надійності.

Гіпотеза **Б** стосовно постійності рівня рухомої частини узагальненого навантаження тут прийнята як умова того, що оцінка зносу елемента виконується відносно постійних та рухомих навантажень, прийнятих при проектуванні об'єкта.

Для оцінки граничного зносу скористуємося класичним визначенням «характеристики безпеки» [5]. Основна формула, у випадку нормального розподілу, має вид:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}, \quad (1)$$

де μ_R – математичне сподівання узагальненого опору елемента; μ_S – математичне сподівання узагальненого навантаження елемента; σ_R – середнє квадратичне відхилення (стандарт) узагальненого опору елемента; σ_S – середнє квадратичне відхилення (стандарт) узагальненого навантаження елемента.

Дослідження обмежується залізобетонними елементами автодорожніх мостів.

Критерій граничного зносу

Трансформуємо формулу (1) до форми в якій характеристика безпеки виражається через математичне очікування узагальненого коефіцієнту запасу і узагальнені коефіцієнти варіації опору та навантаження:

$$\gamma_0 = \frac{\mu_R}{\mu_S}; \quad (2)$$

$$V_R = \sigma_R / \mu_R, \quad V_S = \sigma_S / \mu_S \quad (3)$$

де γ_0 – математичне сподівання узагальненого коефіцієнту запасу; V_R – узагальнений коефіцієнт варіації матеріалів; V_S – узагальнений коефіцієнт варіації навантаження.

Підстановкою (2) та (3) в формулу (1), після нескладних перетворень формула (1) приводиться до виду:

$$\beta = \frac{\gamma_0 - 1}{\sqrt{V_R^2 \gamma_0^2 + V_S^2}}. \quad (4)$$

У чинних нормативних документах характеристичні значення граничного зусилля в перерізі елемента (несної здатності R_n і навантажувального ефекту S_n) не є математичними сподіваннями. Вони приймаються зміщеними відносно математичних сподівань: вліво зміщено характеристичне значення узагальненого опору

$$\mu_R = R_n \frac{1}{(1 - v_R V_R)}, \quad \mu_R > R_n \quad (5)$$

і вправо – характеристичне значення узагальненого навантаження S

$$\mu_S = S_n \frac{1}{(1 + v_S V_S)}, \quad \mu_S < S_n, \quad (6)$$

де R_n , S_n – характеристичне значення; v_R , v_S – значення стандартів, що відділяють характеристичне значення відповідної випадкової змінної від її математичного сподівання; В чинних нормативних документах $v_R = v_S$, що відповідає забезпеченості характеристичних значень опору матеріалів $U_R = 0,95$ та характеристичних значень навантажень $U_S = 0,05$.

Для зручності обчислень коефіцієнти переходу від характеристичних значень до математичних сподівань в формулах (5 та 6) виділяються в окремі параметри, які будемо позначати літерою B з відповідними індексами:

$$B_R = \frac{1}{(1 - 1,64 V_R)}; \quad B_S = \frac{1}{(1 + 1,64 V_S)}. \quad (7)$$

Отже, з урахуванням позначень (7) математичні сподівання узагальненого опору R_n і узагальненого навантаження S_n знаходиться за формулами:

$$\mu_R = R_n B_R; \quad (8)$$

$$\mu_S = S_n B_S, \quad (9)$$

де R_n – характеристичне значення узагальненого опору, S_n – характеристичне значення узагальненого навантаження.

В позначеннях (8) та (9) математичне очікування узагальненого коефіцієнту запасу матиме вид:

$$\gamma_0 = \frac{R_n B_R}{S_n B_S}. \quad (10)$$

З урахуванням гіпотези **A** математичне очікування узагальненого коефіцієнту запасу матиме значення:

$$\gamma_0 = \frac{B_R}{B_S}. \quad (11)$$

Для отримання числового значення характеристики безпеки маємо задати середні значення коефіцієнтів варіації узагальненої опірності елемента V_R та узагальненого навантаження елемента V_S .

Коефіцієнт варіації узагальненої опірності елемента V_R в формулах (4) та (7) визначається за загальною формулою середнього квадратичного відхилення суми взаємно незалежних випадкових величин:

Таблиця 1

$$V_R = \sqrt{\sum_1^n V_{Ri}^2 + \sum_1^n V_{Ri}^2 V_{Rj}^2}$$

$$i = 1, 2, \dots, n; \quad j = i - 1, \dots, n - 1, \quad (12)$$

де V_{Ri} , V_{Rj} – коефіцієнти варіації матеріалів, з яких складається переріз; n – кількість матеріалів складових перерізу (тих матеріалів, міцнісні характеристики яких входять до виразу для обчислення характеристичного значення узагальненого опору R_n).

Аналогічно записується формула коефіцієнта варіації узагальненого навантажувального ефекту:

$$V_S = \sqrt{\sum_1^n V_{Si}^2 + \sum_1^n V_{Si}^2 V_{Sj}^2}$$

$$i = 1, 2, \dots, n; \quad j = i - 1, \dots, n - 1, \quad (13)$$

де n – кількість типів характеристичних навантажень, що входять до виразу для обчислення характеристичного значення узагальненого навантажувального ефекту V_S (наприклад: перша частина постійного навантаження + друга частина постійного навантаження + смугове навантаження АК + тандем АК + натовп, $n = 5$).

Статистична модель залізобетонних попередньо напружених прогонових будов автодорожніх мостів прийнята за параметрами, наведеними в табл. 1 та 2.

Обчисливши за формулами (12), (13) коефіцієнт варіації узагальненої опірності елемента та коефіцієнт варіації узагальненого навантажувального ефекту для заданих коефіцієнтів (див. табл. 1 та 2), за формулою (4) отримаємо значення характеристики безпеки, що відповідає граничному зносу при заданих коефіцієнтах варіації.

Аналіз результатів

Як видно із статистичної моделі наведеної в табл. 1 та 2, граничне значення характеристики безпеки є функцією великої кількості факторів: типу навантаження, довжини лінії впливу, конструкції прогонової будови, типу арматури, міцності бетону і такого іншого. При цьому коефіцієнт варіації в деяких випадках має різницю на порядок (див. табл. 2).

Тут аналіз чутливості виконано шляхом перебору можливих значень коефіцієнтів варіації. Обчислимо за формулами (12), (13) мінімальні і максимальні значення узагальнених коефіцієнтів варіації опірності елемента та навантажувального ефекту.

Статистичні параметри навантажувальних ефектів

Випадкова змінна	V_S
Всі навантаження і дії, окрім вказаних нижче в таблиці	0,03
Вага вирівнюючого, ізоляційного і захисного слоїв автодорожніх і міських мостів	0,10
Вага проїзного полотна і тротуарів автодорожніх мостів	0,1
Вага проїзного полотна і тротуарів міських мостів	0,33
Вага конструкцій в дерев'яних мостах	0,07
Дія усадки и повзучості бетону	0,03
Навантаження від ґрунту на опори моста	0,13
Дія попередньо напруженої арматури (дріт холодного витягу)	0,08
Навантаження від тандему у розрахунках елементів проїзної частини мостів	0,17
Навантаження від тандему у розрахунках всіх інших елементів мостів при $l < 30$ м	0,17
Навантаження від тандему у розрахунках всіх інших елементів мостів при $l > 30$ м	0,07
Рівномірно-розповсюджене навантаження АК	0,24
Рівномірно-розповсюджене навантаження від натовпу	0,14
Дія одиночної осі навантаження АК	0,07

Примітка. Дані таблиці взято з документа [6]

Таблиця 2

Статистичні параметри складових опору

Випадкова змінна	V_S
Площа поперечного перерізу елемента	0,024
Момент опору поперечного перерізу елемента	0,023
Арматура залізобетонних елементів в залежності від класу	0,040...0,110
Міцність бетону за умови природного твердіння в залежності від міцності $R_{b,28}$ 30...70 МПа	0,051...0,105

Примітка. Дані таблиці взято з ДСТУ-Н [1]

Обчисленні за формулою (11) математичні очікування узагальненого коефіцієнту запасу

γ_0 та критерії граничного зносу β (4) при всіх можливих комбінаціях узагальнених коефіцієнтів варіації опірності елемента V_R та навантажувального ефекту V_S наведені в табл. 3.

Таблиця 3

Екстремальні значення критерію граничного зносу

Значення узагальнених коефіцієнтів варіації	Узагальнений коефіцієнт запасу γ_0	Критерій граничного зносу β
min $V_S = 0,287$: min $V_S = 0,065$	1,649	2,108
max $V_S = 0,453$: max $V_S = 0,152$	2,322	2,302
min $V_S = 0,287$: max $V_S = 0,152$	1,959	2,319
max $V_S = 0,453$: min $V_S = 0,065$	1,951	2,021

Як видно з табл. 3 критерій граничного зносу, в залежності від прийнятих до розрахунку значень коефіцієнтів варіації опірності елемента і навантажувального ефекту лежить в границях [2,310...2,021].

Якщо ці значення порівняти з нормативами ДСТУ-Н [1], то очевидно, що отриманий критерій за величиною характеристики безпеки практично співпадає з верхньою границею 4-го експлуатаційного стану ($\beta = 2,05$; надійність $P_i = 0,9798$) і є більш обережним ніж нормативне визначення. Записане в ДСТУ-Н [1] узагальнене визначення 4-го стану «можливе часткове порушення вимог першої групи граничних станів» в нашому випадку означає вичерпання всіх коефіцієнтів. Інакше кажучи, отриманий критерій відповідає зменшенню несної здатності елемента на величину

$$\delta = \frac{R - R_n}{R} \times 100\%, \quad (14)$$

де R – розрахункове значення опірності елемента; R_n – характеристичне значення опірності елемента. Величина δ залежить від типу конструкції, типу бетону, армування, розрахункового навантаження. Аналіз типових проектів залізобетонних мостів малих і середніх прольотів показує, що у випадку рухомого навантаження

A11 середня величина δ складає 13...22 %. Якщо цей показник обчислити відносно рухомого навантаження, тобто оцінити зниження вантажопідйомності, отримаємо 21...46 %, в залежності від довжини прогону і співвідношення постійного і рухомого навантаження.

Порівнюючи з нормативом ДСТУ-Н [1] граничне зниження вантажопідйомності в 4-му експлуатаційному стані складає 14...40 % бачимо, що за цим показником граничний знос також практично співпадає з прийнятою нормою.

Що стосується 5-го експлуатаційного стану, то за ДСТУ-Н [1] допускається подальше зниження вантажопідйомності. Сам же опис стану, цілком логічно, містить питання про закриття руху. За величиною характеристики безпеки ($\beta = 1,74$; надійність $P_i = 0,9583$) 5-й стан позиціонується значно нижче отриманого нами критерію. Обґрунтування допустимості такого значення характеристики безпеки сьогодні ми не маємо.

Висновки

1. Можна вважати, що отриманий теоретичний критерій граничного зносу прогонових будов автодорожніх мостів має достатню збіжність з нормативними вимогами на рівні 4-го експлуатаційного стану.

2. Рівень зносу декларований в ДСТУ-Н [1] для 5-го експлуатаційного стану, потребує для свого обґрунтування спеціальних досліджень. Порівнюючи значення зносу в 5-му стані з отриманим нами критерієм, слід визнати що це значення є значно більшим, ніж отриманий нами критерій.

3. Виявлене в дослідженні перевищення зносу відносно встановленого критерію в 5-му експлуатаційному стані має бути попередженням для експерта, котрий виконує оцінку експлуатаційного стану моста. Несна здатність проговоної будови, в цьому випадку, має бути всебічно досліджена, встановлено значення реальної вантажопідйомності.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ-Н Б.В.2.3-23:2009. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [Текст]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
2. Лантух-Лященко, А. І. До розробки галузевої аналітичної експертної системи управління мостами [Текст] / А. І. Лантух-Лященко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: 2004. – Вип. 69. – С. 120-126.

3. Лантух-Лященко, А. І. Оцінка надійності споруди за моделлю марковського випадкового процесу з дискретними станами [Текст] / А. І. Лантух-Лященко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 1999. – Вип. 57 – С. 183-188.
4. ВБН В.3.1-218-174-2002. Мости та труби. Оцінка технічного стану мостів, що експлуатуються [Текст]. – К.: Державна служба автомобільних доріг України, 2002. – 74 с.
5. Ржаницын, А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность [Текст] / А. Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат. – 1978. – 239 с
6. Рекомендации по оценке и обеспечению надежности транспортных сооружений. – М.: Научно-исследовательский институт транспортного строительства, 1989.

Надійшла до редколегії 01.08.2012.

Прийнята до друку 10.08.2012.

А. И. ЛАНТУХ-ЛЯЩЕНКО, К. В. МЕДВЕДЕВ (Национальный транспортный университет, Киев)

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПРЕДЕЛЬНОГО ИЗНОСА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕ- НИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

В статье представлен новый вероятностный подход к определению предельного износа пролетных строений автодорожных мостов. Главная цель этой статьи заключается в моделировании износа элементов мостов численным параметром надежности. В модели параметр служит количественной оценкой граничного износа элементов. В системе эксплуатации мостов модель даст количественный критерий интегральной оценки и прогноза технического состояния элементов.

Ключевые слова: граничный износ, модель оценки граничного износа, характеристика безопасности, автодорожные мосты

A. I. LANTKOUH-LYASHCHENKO, K. V. MEDVEDEV (National of Transport University, Kiev)

FOR THE DETERMINATION OF LIMIT WEAR OF ROAD BRIDGES SUPERSTRUCTURES

This paper presents the new probabilistic approach for the determination of limit wear of road bridges superstructures. The focus of this paper is on the wear modeling of highway bridge elements by a numerical parameter of reliability. It serves, in the model, a quantitative estimation of limit service-life of elements. For the purpose of the bridge maintenance that model should give quantitative criteria of integrated estimation and prediction of condition assessment an element while in service.

Keywords: limit wear, model of assessments of the limit wear, reliability index, road bridges

ШЛЯХИ УДОСКОНАЛЕННЯ СИСТЕМИ УПРАВЛІННЯ СТАНОМ ШТУЧНИХ СПОРУД НА ЗАЛІЗНИЦЯХ УКРАЇНИ

У статті розглянуто перспективи впровадження автоматизованої системи управління станом штучних споруд на залізницях України, та виконано аналіз закордонного досвіду застосування АСУ мостів.

Ключові слова: автоматизована система управління станом штучних споруд, експлуатація, утримання

В даний час на залізницях України експлуатуються близько 19, 5 тис. штучних споруд. Із них близько 7,5 тис. залізничних мостів, 11 тис. труб і лотків, 80 тунелів, шляхопроводи, пішохідні мости і інші інженерні споруди. Організаційна структура управління станом інженерних споруд, як і структура управління залізничним транспортом має ієрархічний характер, із підлеглістю нижчих ланок вищим. Вся організаційна структура управління станом інженерних споруд поділяється на три рівні: Укрзалізниця (ЦП), Управління залізниць (Служби колії) і Дистанції колії.

Основним виробничим підрозділом у цій структурі є лінійне підприємство – Дистанція колії. На заступника дистанції колії із інженерних споруд, мостових майстрів та мостові бригади покладена відповідальність за поточне утримання і окремі види капітального ремонту мостів, труб і інших споруд. Порядок утримання інженерних споруд на залізницях України регламентується «Інструкцією по утриманню штучних споруд» [1]. В основу планування ремонтних робіт, які виконуються Дистанцією колії покладені міжремонтні строки для різних елементів штучних споруд, які наведені у «Положенні про проведення планово-запобіжних ремонтно-колійних робіт на залізницях України» [2].

Дистанції колії знаходяться у підлеглості Служб колії залізниць, які забезпечують нагляд, утримання і капітальні ремонти штучних споруд, визначають допустимі швидкості руху по дільницях залізниць, розробляють плани підсилення і реконструкції та виконують інформаційне забезпечення рішень на рівні залізниці.

ЦП Укрзалізниці визначає технічну політику в утриманні інженерних споруд в цілому по мережі залізниць. На основі інформації, яка надходить із залізниць, керівництво ЦП формує стратегію утримання і експлуатації інженерних споруд, видає нормативні документи, розподіляє централізовані ресурси.

Процес управління станом штучних споруд на залізницях України на сьогоднішній день явним чином не регламентований, але існує система правил і вимог по утриманню, яка за-

кріплена у нормативних документах. Так оцінка технічного стану споруд протягом багатьох років виконується на основі «Положення по оценке технического состояния и содержания искусственных сооружений на железных дорогах Союза ССР» [3] введеним в дію МШС ще за часів Радянського союзу (1992 рік). Згідно цього документу виконується бальна оцінка технічного стану споруд і їх утримання. При цьому всі дефекти, в залежності від їх впливу на безпеку руху поїздів, довговічність і умови утримання, розділені на три категорії. Бальна оцінка виводиться шляхом підрахунку кількості дефектів з урахуванням коефіцієнту на безпеку дефекту. В залежності від отриманих балів споруда відноситься до одного із технічних станів, в документі їх чотири: відмінний, хороший, задовільний і незадовільний. При цьому отриманий незадовільний стан не є підставою для введення особливих умов експлуатації.

Крім вищеназваних основних документів система утримання штучних споруд, базується на наказах, розпорядженнях, вказівках, які розробляються керівними службами на залізницях України та в Укрзалізниці. Все це складає значну базу вказівних та керівних документів, які надходять до безпосередніх виконавців у Дистанцію колії і вимагають втілення їх в дію. Виконання цих директив та звіт про їх виконання займають значну частину часу відведеного на нагляд за справністю споруд. Інформація про фактичний стан споруд в сьогоднішніх умовах експлуатації на залізницях України від найнижчої ланки (Дистанції колії) до найвищої (ЦП Укрзалізниці) проходить довгий шлях, розтягуючись на рік. При цьому вся інформація про стан споруд зберігається на паперових носіях. Звітність і уточнення даних про штучні споруди у відділах мостовипробувальних станцій залізниць відбувається один раз на рік. Планування Укрзалізницею ремонтних робіт та розподіл коштів на утримання і ремонт штучних споруд, в свою чергу теж розтягується на деякий термін, який складає від трьох до шести місяців поточного року. Терміновими є тільки випадки раптового виходу споруд із експлуатації (аварії, пошкодження, які впливають на не-

сучу здатність і т. ін.), коли необхідно відразу приймати рішення про заміну чи ремонт споруди. Таким чином інформація про стан споруд «знизу-вверх» і планування ремонтів та кошти на утримання «зверху-вниз» проходять довгий шлях і не завжди відображають те, в якому стані знаходяться штучні споруди на залізницях, а прогнозування розвитку їх стану та планування ремонтних робіт для попередження розладів в даний час зовсім не можливе

Сьогодні вдосконалити цю систему можна шляхом впровадження на залізницях України автоматизованої системи управління станом штучних споруд (АСУ). Така АСУ надасть доступ до інформації про споруди для усіх ланок експлуатаційних служб, зменшить до мінімуму затрати часу на фіксування змін стану споруд та складання звітів про їх фактичний стан. Базуючись на оцінці технічного стану та прогнозуванні його зміни у часі стане можливим планування необхідних робіт з ремонту та цільовий розподіл коштів, обґрунтування необхідності виконання ремонтних робіт чи заміни споруд, що втратили несучу здатність. В цьому плані цінним є досвід інших країн де уже функціонують Автоматизовані системи управління станом мостів.

В теперішній час майже всі країни Європи і США мають свої офіційні системи управління мостами, які почали створюватися понад 40 років назад. Перша у світі система управління станом мостів була розроблена на початку 70-х років минулого сторіччя у США у відповідь на велику аварію мосту [4]. NBI – база даних інвентарного обліку Національних мостів виконувала функцію збереження інформації про стан мостів після їх оглядів, оцінку стану і експертизу для прийняття рішення відносно встановлення пріоритетів і розміщення федеральних коштів. Та ця АСУ виявилася недостатньою для прогнозування стану споруд в часі і визначення об'ємів фінансування на майбутнє.

Проаналізувавши переваги та недоліки існуючої АСУ, спеціалісти США визначилися з основними цілями, які повинна реалізовувати нова система управління мостами:

- раціональний і системний підхід до організації і виконання планування, проектування, будівництва, утримання, ремонту і заміни мостів;
- допомагати у виборі ефективної альтернативи для досягнення справного стану споруд у межах виділених коштів і планування майбутніх витрат;
- приносити вигоду адміністраторам, технічним спеціалістам і керівникам усіх рівнів експлуатаційних служб.

Така АСУ повинна включати наступні модулі:

- модуль бази даних;
- модуль прийняття рішень по ремонту;

- модуль прийняття рішень по утриманню;
- модуль аналізу історії споруди;
- модуль споріднення рівнів;
- модуль звітності.

Тому в середині 80-х років минулого сторіччя у США розроблені дві системи Pontis і Bridgit. В проекті системи Pontis реалізовано підхід «знизу – вверх», а Bridgit – «зверху – вниз». Вихідними даними для системи Pontis є набір програм робіт, тобто визначення «потреби». В системі Bridgit основним є бюджет, а ціль – за допомогою бази даних знайти шляхи раціонального його застосування.

Таким чином було розроблено таку систему управління мостовим господарством, яка дозволила ефективно використовувати наявні кошти і виконувати планування об'ємів майбутніх затрат. Ця АСУ сьогодні активно застосовується у США та деяких країнах Європи.

Перша європейська база даних мостів була розроблена у бувшому СРСР у 1975 р. проектним науково-дослідним інститутом «ГипродорНИИ» і отримала назву «Інформаційно-пошукова система «МІСТ»». Ця база даних мала за мету фіксувати дані про автодорожні мости, давати оцінку їх стану, і встановлювати необхідний об'єм робіт по підтриманню споруд у справному стані та визначати джерело фінансування цих робіт. ІПС «МІСТ», ВСН 24-75 «Технические правила содержания и ремонта автомобильных дорог» та розроблене на їх основі Методичне керівництво, в якому були наведені нові вимоги до експлуатації мостів, можна вважати початком створення галузевої Системи управління станом мостів.

Ця система включала два рівні:

- збір інформації про мости;
- прийняття рішення на основі суб'єктивного аналізу інформації.

Недоліком цієї системи було те, що прийняття рішення базувалось тільки на існуючому стані споруди, без прогнозу цього стану у часі. Такий підхід не дозволяв завчасно планувати види робіт і кошти, а також регулювати їх оптимальний розподіл на утримання, ремонт і реконструкцію. Тому у 90-х роках минулого сторіччя була розроблена нова Система управління станом мостів «МОНСТР» (мости, навантаження, статичні розрахунки). У зв'язку із зміною умов експлуатації споруд, збільшенням транспортних навантажень, зменшенням обсягів фінансування на утримання та експлуатацію, сьогодні спеціалісти в Росії розглядають можливість удосконалення існуючої системи управління станом споруд.

На початку 80-х років минулого сторіччя активно почали розробляти автоматизовані системи управління мостами і Європейські краї-

ни. Серед них Угорщина, Польща, Чехословаччина, Німеччина, Франція, Данія та ін.

В Угорщині розробка Системи управління станом мостів розпочалася із визначення основних вимог до експлуатаційного стану мостів та вказуванням рівня такого стану. Вперше було введено поняття зносу і ступеню зносу мостових конструкцій та переглянуто підхід до збору інформації і збільшення її обсягу.

Вдосконалення підходу до збору інформації про споруди характерне і для Систем управління станом споруд, які розроблялися в цей час у Польщі і Чехії. Спеціалістами цих країн вказувалися основні задачі при підготовці матеріалів для бази даних:

- введення в норму дослідження мостів перевірку їх відповідності вимогам норм на основі яких повинні визначатися цілі ремонту, строки їх виконання і періодичність;
- можливість використання даних досліджень для планування робіт і затрат.

До висновку про необхідність зміни підходу до збору інформації про стан споруд прийшли і розробники Системи управління станом споруд у Німеччині. Вони вважають, що збір інформації по новому дуже важливий для поточного планування ремонтних робіт і визначення міжремонтних строків. В Системі додається задача планування – визначення циклічності впливу на кожен об'єкт. Підхід до управління мостами оснований на «системі циклів» передбачає визначення міжремонтних строків в умовах нормального і завищеного зносу конструкцій мостів. Пізніше спеціалісти Німеччини відмовилися від цього підходу і перейшли на схему, що використовується у французькій та американській АСУ, в основі яких лежить визначення періодичності робіт для кожної споруди окремо із врахуванням її фактичного стану. Сучасна Система управління мостами в Німеччині рекомендує при визначенні показника пріоритетності ремонтів застосовувати модель Крафта. Ця модель включає чотири елементи оцінки міцності: оцінка зони пошкодження, тенденції до розповсюдження, вплив на інші конструктивні елементи і оцінку впливу транспорту (вантажопідйомність).

Сучасний підхід до системи управління мостами за кордоном можна сформулювати наступним чином:

- Система оцінки стану споруд повинна бути максимально наближена до об'єктивної;
- управлінський апарат повинен приймати рішення про раціональний розподіл бюджету на основі дослідження і прогнозування стану мостів при постійному оновленні інформації;
- Система повинна базуватися на об'єктивній базі даних занесеній у комп'ютери

останнього покоління з необмеженими можливостями.

Таким чином загальна схема АСУ включає три найважливіші параметри:

- збір інформації і її аналіз;
- визначення оптимальної стратегії;
- раціональне розподілення коштів.

Сьогодні передові Системи управління мостами будуються на чіткому розумінні цілі, в яку включені задачі певного призначення. Формується цільова функція, під якою розуміють формальне викладення правила прийняття рішення в склад якої входить функція пріоритету, співставлена із критерієм оптимізації. Цілью оцінки споруди за пріоритетністю є визначення відносної терміновості заходів з обслуговування мостів. При цьому для визначення терміновості заходів і планування фінансування використовується підхід заснований на бальній оцінці тих чи інших факторів.

Сучасний підхід до розробки Системи управління станом мостів у Франції (метод OА-MEGA) повністю оснований на детальній інформації бальної оцінки стану мостів і визначення пріоритетності за бальною системою.

Управління станом мостів за методом OА-MEGA передбачає:

- обробку даних обстежень через інформаційну базу даних OASIS;
- фінансову оцінку об'єкта;
- планування фінансування;
- реалізацію плану по забезпеченню контролю якості робіт;
- архівне збереження даних.

Головною особливістю методу OА-MEGA є його зв'язок з економічним плануванням та визначенням пріоритетності ремонтних робіт. Та неможливість наближення даної АСУ до об'єктивної із-за не повного знання законів динаміки пошкоджень, оцінка стану споруд тут зводиться до експертних показників (балів).

На суб'єктивних (експертних) оцінках стану і прогнозування базуються і сучасні АСУ у Фінляндії і Данії.

АСУ Фінляндії включає:

- інспектування;
- програмування утримання і ремонту;
- ведення бази даних мостів і управління даними про мости;
- реалізацію програм з утримання, ремонту, капітального ремонту і реконструкції.

На основних етапах інспектування і програмування у АСУ використовується бальна оцінка. Для оцінки стану конструкцій мостів введені п'ять класів. На основі цих класів прогноуються затрати на утримання і ремонт споруд. Такий підхід передбачає постійний контроль за станом мостів, оцінку стану і порівняння з цільовими

показниками, визначення бюджетних затрат та прогнозування майбутніх витрат. Як результат функціонування такої системи є:

- прогноз стану мостів;
- визначення цільових рівнів;
- визначення необхідних ремонтних робіт;
- бюджет ремонтних робіт.

Прогнозування є невід'ємною частиною АСУ у Фінляндії. Дані прогнозу щорічно передаються до окружних управ, а раз в чотири роки подається звіт про стан мостових конструкцій до парламенту країни.

В Данії використовується сучасна Система управління мостами Danbro, вона є другим поколінням АСУ, розробка якої розпочалася у 1987 році. Сьогодні ця АСУ застосовується не тільки у Данії, а і уряді Європейських країн. Компонентами даної АСУ є:

- набір взаємозв'язаних Керівництв і відповідних Правил дій з інспектування і контролю якості, проектування, утримання, ремонту і підготовки бюджету;
- збірка законів і правил;
- база даних про мости;
- програмне забезпечення для розрахунку мостових конструкцій і бюджету, визначення стратегії утримання і експлуатації.

Ця АСУ базується на реалізації стратегії експлуатації, де важливими є наступні умови:

- довговічність і остаточний ресурс є найважливішими факторами для вибору оптимального рішення по їх утриманню і ремонту;
- визначення показників довговічності можливе тільки при умові точного знання стану матеріалу і конструкції та зміни цього стану у часі.

В цій АСУ критерієм для вибору стратегії експлуатації моста при забезпеченні його заданого строку служби є сумарні фінансові затрати. Вибір видів робіт для кожної стратегії визначається в залежності від ступеня деградації конструкцій мосту і прогнозування зміни їх стану.

Система управління мостами Великобританії (NATS) також особливу увагу приділяє оцінці стану мостових споруд. Для прийняття більш правильного рішення з управління мостами в оцінку стану споруд включають два методи: детермінований і імовірнісний. Детермінований метод застосовується для визначення стану споруд з незначним строком служби, а імовірнісний, коли необхідно визначити черговість виконання ремонтних робіт у рамках обмеженого фінансування. Застосовується п'ять різних за складністю методів інспектування, які пов'язані з п'ятьма категоріями станів, які і визначають оцінку технічного стану мостів.

Аналогічний підхід має і Система в Швеції. Виходячи із задач, які ставить перед собою до-

рожня служба Швеції, перш за все проводиться інвентаризація, інспектування і оцінка поточного стану мостів. Моделювання поточного стану і прогнозування зміни його в майбутньому дають можливість визначити потребу в об'ємах робіт на ближню і дальню перспективу.

Всі розглянуті Системи управління мостами розроблені, як правило, для штучних споруд, що експлуатуються на автомобільних шляхах. Але підхід до раціонального управління станом мостів, застосований у них, відображає єдину концепцію як для штучних споруд на автомобільних шляхах, так і на залізницях.

Прикладом може слугувати автоматизована система управління станом мостів (АСУ ИССО), розроблена в Росії і впроваджена в дію на залізницях у 2002 році. Ця система направлена на вирішення наступних основних етапів управління технічним станом штучних споруд на залізницях Росії [5]:

- діагностування споруд;
- оцінка технічного стану;
- прогноз змінювання технічного стану;
- планування нагляду поточного утримання і капітального ремонту штучних споруд виходячи з прогнозування змінювання їх технічного стану;
- оптимізація затрат на забезпечення заданих рівнів технічного стану штучних споруд і безпеки руху поїздів.

Структуру системи можна умовно розділити на три групи:

1. Інформаційна база даних.
2. Нормативно-довідкова інформація.
3. Дані для інженерних розрахунків.

Ця Система дозволяє не тільки фіксувати і зберігати всю інформацію про штучні споруди, але і аналізувати стан споруд, прогнозувати його в часі і приймати на основі цього аналізу рішення по раціональному їх утриманню.

В Україні першою базою даних залізничних мостів була система «INESS», розроблена нинішнім Дніпропетровським національним університетом залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна на початку 90-х років минулого сторіччя. Ця система розроблялась в умовах обмеженого доступу до передових комп'ютерних технологій, мала інформаційно-експертний характер і орієнтувалась на майбутні потреби в управлінні станом мостів, але подальшого розвитку не отримала.

У 2004 році на замовлення Одеської залізниці Дніпропетровським національним університетом залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна розроблена і впроваджена в дію Система експлуатації мостів та інших споруд «СЕМС», у 2007 році впровадження відбулося на Придніпровській залізниці.

Перед розробкою «СЕМС» була вивчена можливість вільного доступу усіх ланок експлуатаційних служб до локальної залізничної мережі, починаючи із мостового майстра до керівника відділу штучних споруд Укрзалізниці. Виявилося, що такого доступу не мають близько 95 % мостових майстрів. В кращому випадку вони користуються комп'ютерною технікою у Дистанції колії, де відсутній доступ до локальної залізничної мережі і, як правило, техніка застаріла. Тому у більшості випадків вони використовують власні комп'ютери. В зв'язку з цим було прийнято рішення розробляти СЕМС для індивідуального користувача. При цьому база даних про мости була розроблена таким чином, що при необхідності можливе її переформування для роботи в локальній мережі із збереженням занесеної інформації.

На сьогодні база даних про мости має інформацію про стан мостів, труб і лотків та тунелів, які експлуатуються на Одеській і Придніпровській залізницях. Система дозволяє виконувати усі необхідні операції над даними і складати звіти за прийнятою на залізниці формою АГУ-4. Обновлення даних відбувається за допомогою переносних носіїв інформації. Таким чином навіть при орієнтації СЕМС на окремого користувача відбувається надходження обновленої інформації «знизу-вверх», що дає можливість усім ланкам експлуатаційних служб ефективно використовувати інформацію про стан штучних споруд на залізницях України.

На основі вищесказаного можна зробити висновки, що в сучасних умовах господарювання

та при розвитку комп'ютерних технологій, для вдосконалення системи управління станом штучних споруд необхідно впровадити у локальну залізничну мережу Укрзалізниці Автоматизовану систему управління станом штучних споруд. При наявності розробленої бази даних про мости СЕМС та спираючись на світовий досвід у цьому питанні, сьогодні можливість розробки такої АСУ не викликає сумнівів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Інструкція по утриманню штучних споруд [Текст]. – К.: Транспорт України, 1999. – 96 с.
2. Положення про проведення планово-запобіжних ремонтно-колійних робіт на залізницях України [Текст]: ЦП 0059: затв. Наказом Укрзалізниці 15.07.2000. – К.: Держ. адміністрація зал. тр-ту України, 2000. – 24 с.
3. Положение по оценке состояния и содержанию искусственных сооружений на железных дорогах СССР [Текст]: утв. МПС СССР 17.09.1990. – М.: Транспорт, 1991. – 12 с.
4. Управление состоянием мостовых сооружений на федеральной сети автомобильных дорог России [Текст] // Автомобильные дороги и мосты. – 2007. – Вып. 2. – 108 с.
5. Бокарев, С. А. Управление техническим состоянием искусственных сооружений железных дорог России на основе новых информационных технологий [Текст] / С. А. Бокарев. – Новосибирск: Изд-во СГУПС, 2002. – 276 с.

Надійшла до редколегії 02.07.2012.

Прийнята до друку 16.07.2012.

Г. О. ЛИННИК (Укрзалізниця), В. И. СОЛОМКА (ДИИТ)

ПУТИ УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ СИСТЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ СОСТОЯНИЕМ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГАХ УКРАИНЫ

В статье рассмотрены перспективы внедрения автоматизированной системы управления состоянием искусственных сооружений на железных дорогах Украины и выполнен анализ заграничного опыта применения АСУ мостов.

Ключевые слова: автоматизированная система управления состоянием искусственных сооружений, эксплуатация, содержание

GEORGIY LINNIK (Ukrzaliznytsia) VALENTINA SOLOMKA (Dnipropetrovsk National University of Railway Transport)

WAYS OF IMPROVEMENT OF CONTROL THE SYSTEM BY THE STATE OF CULTURE ON THE RAILWAYS OF UKRAINE

In the article the prospects of introduction of automated control the system by the state of culture are considered on the railways of Ukraine and the analysis of oversea experience of application ACE of bridges is executed.

Keywords: automated control the system by the state of culture, exploitation, maintenance

РОЗПОДІЛ ТЕМПЕРАТУРИ У ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЯХ МОСТІВ

У даній роботі складено модель для аналізу теоретичного розподілу температури за проникненням в залізобетонних балкових мостових конструкціях та приведені експериментальні результати розподілу температури по їх поверхні за допомогою тепловізора testo-875-1.

Ключові слова: модель, розподіл температури, залізобетонна конструкція, балка, тепловізор

Вступ

Таблиця 1

При проектуванні мостів і шляхопроводів одним з постійно діючих навантажень є кліматичні температурні впливи.

Згідно вимог ДБН В.2.3-14 [1], нормативні температурні кліматичні впливи необхідно враховувати при розрахунках за граничними станами другої групи для мостів усіх систем. Визначення розрахункових температур при цьому базується на нормативній температурі довкілля (температура повітря в теплий і холодний періоди року). Температуру елементів із складним поперечним перерізом рекомендовано визначати за значенням середньозваженої температури окремих елементів (стінок, полиць та ін.). При цьому середню у перерізі нормативну температуру елементів чи їх частин рекомендується приймати рівною:

– для бетонних і залізобетонних елементів у холодний період року, а для металевих конструкцій у будь-яку пору року – нормативній температурі довкілля;

– для бетонних і залізобетонних елементів у теплий період року – нормативній температурі довкілля за винятком величини, що чисельно рівна $0,2a$, але не більше $10\text{ }^{\circ}\text{C}$, де a – товщина елемента чи його частини в сантиметрах, включаючи дорожній одяг проїзної частини автодорожніх мостів.

У найпоширеніших зарубіжних нормативних документах AASHTO [2] (American Association of State Highway and Transportation Officials) обумовлюються граничні значення розрахункових температур для металевих, бетонних та дерев'яних елементів мостів для умов помірного та холодного клімату (табл. 1).

При проектуванні мостів за цими нормами приймається розподіл температур за перерізом елементів прогонових будов з урахуванням позитивних та негативних градієнтів, які також задаються нормами. Норми враховують нелінійний характер розподілу температури по глибині конструкції.

Інтервали змін температури за нормами AASHTO

Climate	Steel Aluminum (°C)	Concrete (°C)	Wood (°C)
Moderate	-15 to 50	-12 to 27	-12 to 24
Cold	-35 to 50	-18 to 27	-18 to 24

При розрахунку прогонових будов мостів від нерівномірного нагрівання сонцем, за російськими нормами [3], необхідно враховувати дев'ять розрахункових випадків впливу температури на конструкції мостів. Наведемо деякі з них:

I – добовий хід температури повітря в сполученні з дією сонячної радіації на вертикальну поверхню;

II – різке зниження температури повітря;

III – добовий хід температури повітря у сполученні з дією сонячної радіації на горизонтальну поверхню;

IV – різке підвищення температури повітря;

VIII – річне (міжсезонне) коливання температури повітря з врахуванням дії сонячної радіації.

У білоруських нормативних документах EN_1991-1-5-2009 [4] розглянуті температурні перепади для різних типів конструкцій при їх охолодженні та нагріванні.

На рис. 1 наведені дані по кількості дефектних залізобетонних та металевих прогонових будов мостів Укрзалізниці станом на 01.01.2012 р.

Як видно (див. рис. 1), близько 6 % залізобетонних та 12 % металевих прогонових будов залізничних мостів не відповідають вимогам зазначених нормативних документів.

Розбіжності в українських та закордонних нормативних документах, щодо розподілу температури у мостових конструкціях, відсутність експериментальних та теоретичних даних розподілу температури у залізобетонних прогонових будовах автодорожніх і залізничних мостів України та значна кількість дефектних прогоно-

вих будов мостів ставить перед дослідниками задачу визначення розподілу температури у мостових конструкціях.

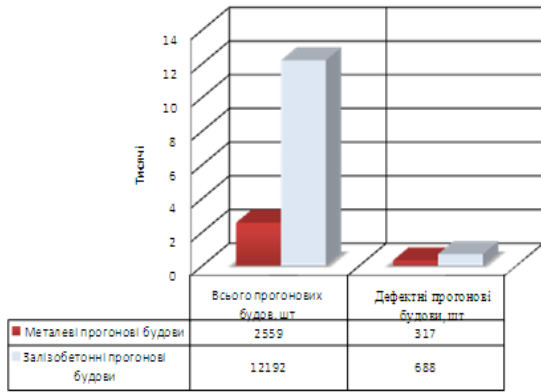


Рис. 1. Кількість дефектних прогонових будов залізничних мостів

Мета дослідження: визначити теоретично та експериментально розподіл температури у залізобетонних прогонових будовах мостів.

Модель розрахунку поперечного розподілу температури

Для того, щоб описати поступове зниження температури у поперечному напрямку залізобетонної балки, в цьому дослідженні була запропонована модель другого порядку, яка наведена на рис. 2.

a)



b)



Рис. 3. Експериментальні вимірювання розподілу температури у мостових конструкціях за допомогою тепловізора testo 875-1:

a) – загальний вигляд тепловізора testo 875-1; b) – процес вимірювання температури

Об'єктами дослідження розподілу температури поверхнею залізобетонних балок були залізничні мости перегону Підзамче – Львів Львівської залізниці 1476 км пкб та 1477 км пк1. Після вимірювання весь експерименталь-

ний матеріал аналізувався у лабораторних умовах з використанням персонального комп'ютера (рис. 4). Результати аналізу наведені на рис. 5, 6 і 7 (міст на 1476 км пкб) та рис. 11, 12 і 13 (міст на 1477 км пк1).

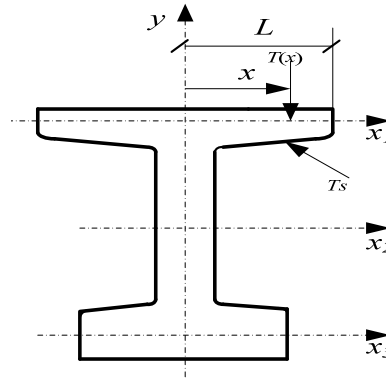


Рис. 2. Модель поперечного розподілу температури

Перепад температури розраховується за рівнянням (1)

$$T(x) = T_s \left(\frac{x}{L} \right)^2, \quad (1)$$

де $T(x)$ – температура на відстані x по довжині балки; T_s – температура поверхні балки; x – відстань до точки знаходження температури; L – довжина поверхні.

З 28 лютого по 3 березня 2012 р. проводились експериментальні дослідження розподілу температури по залізобетонних мостових конструкціях. Вимірювання температури поверхні здійснювалось тепловізором testo 875-1 (рис. 3, a, б) згідно методики, яка наведена в інструкції [5], щодо використання тепловізора.

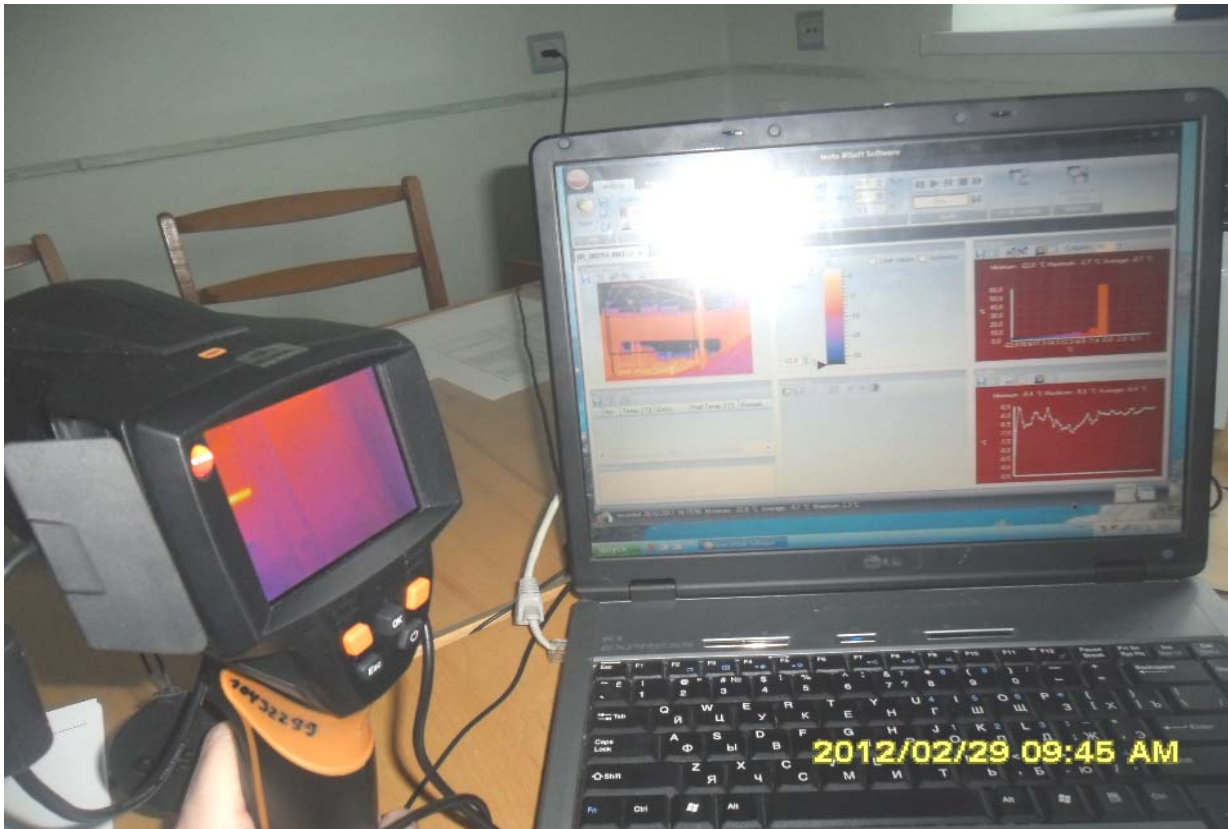


Рис. 4. Процес оброблення експериментальних вимірювань температури у лабораторних умовах

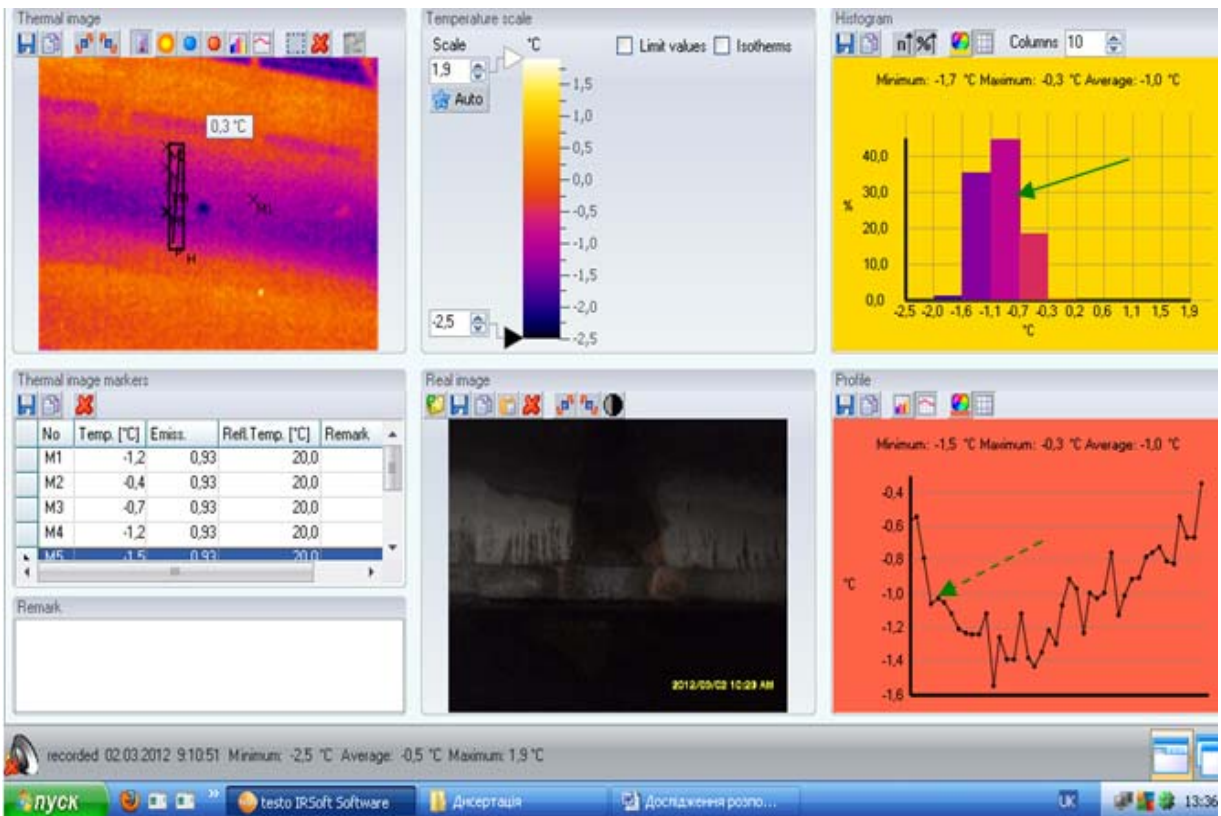


Рис. 5. Температурний градієнт верхньої полицки залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче – Львів 1476 км ПКб

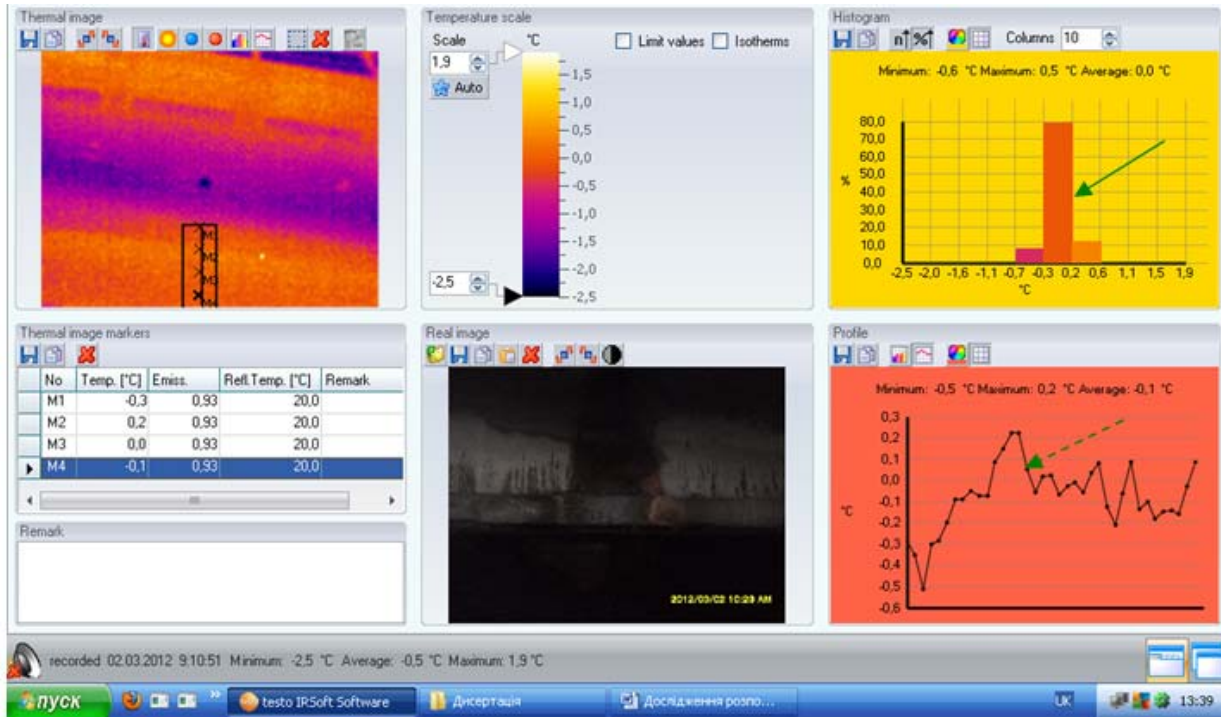


Рис. 6. Температурний градієнт стінки залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче – Львів 1476 км пкб

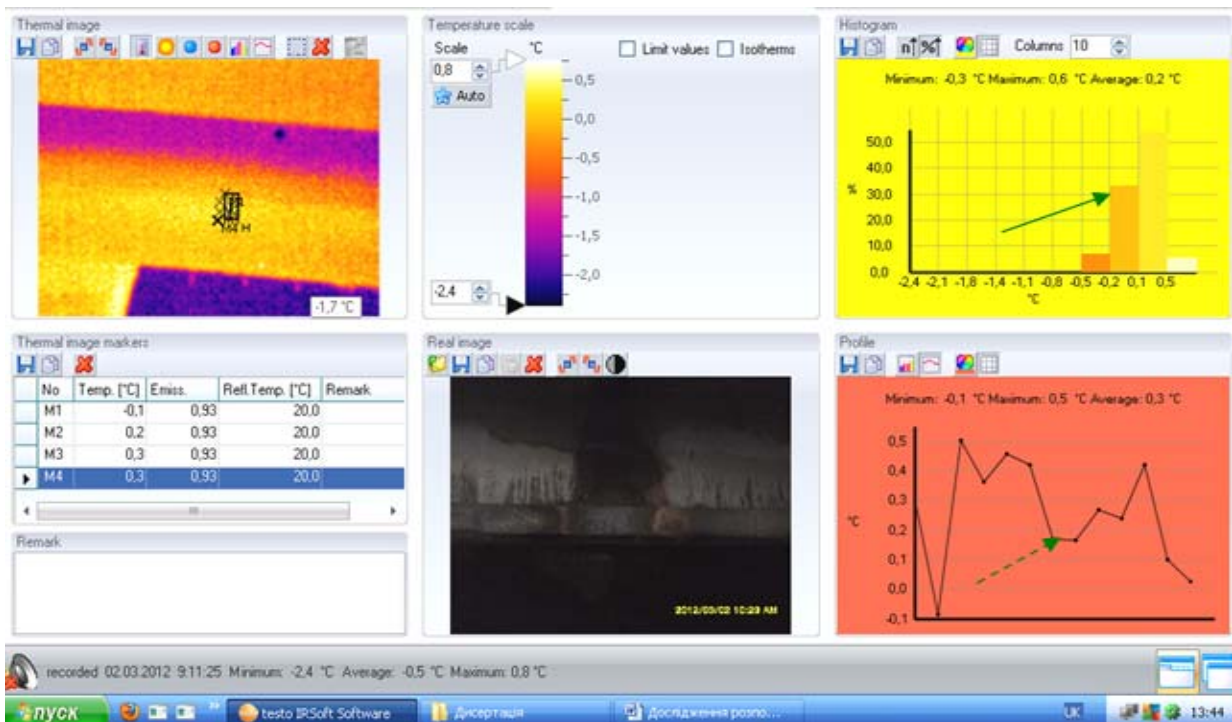


Рис. 7. Температурний градієнт нижньої полицьки залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче – Львів 1476 км пкб

Із температурного профілю (див. рис. 5, 6 і 7) залізобетонних балок моста (показаний стрілками із штрихпунктирних ліній) видно, що температура розподіляється не однаково по перерізу балки, так найнижчі температурні градієнти, при температурі зовнішнього середовища

+3 °C, були зафіксовані у верхній полицьці залізобетонної балки (див. рис. 5) від -0,6 °C до -1,6 °C. У стінці балки (див. рис. 6) температура змінювалась у межах від -0,5 °C до +0,2 °C. Найвища температура була у нижній полицьці балки (див. рис. 7) від -0,1 °C до +0,5 °C

Гістограми розподілу температури (див. рис. 5, 6 і 7) залізобетонними балками моста (показані стрілками із суцільною лінією) показують, що максимальну кількість разів температура поверхні у верхній полицці (див. рис. 5) зустрічається у межах від $-1,1\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $-0,7\text{ }^{\circ}\text{C}$ близько 43,5 %, у стінці (див. рис. 6) – від $-0,3\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $+0,2\text{ }^{\circ}\text{C}$ –

80,5 % та у нижній полицці (див. рис. 7) – від $+0,1\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $+0,4\text{ }^{\circ}\text{C}$ – 52 %.

Результати обчислення поперечних температурних градієнтів, за експериментальними вимірюваннями температури поверхні, наведені на рис. 8, 9 і 10.

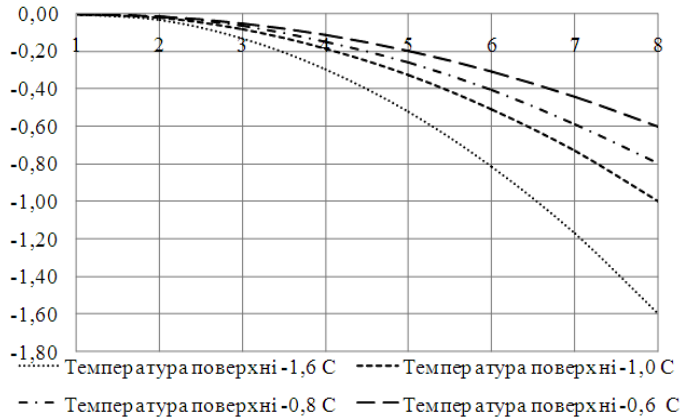
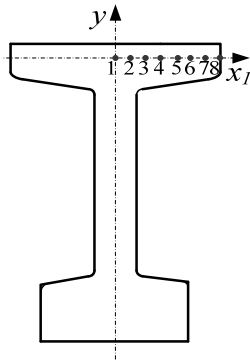


Рис. 8. Результати дослідження зміни температури у верхній полицці залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче – Львів 1476 км ПК6

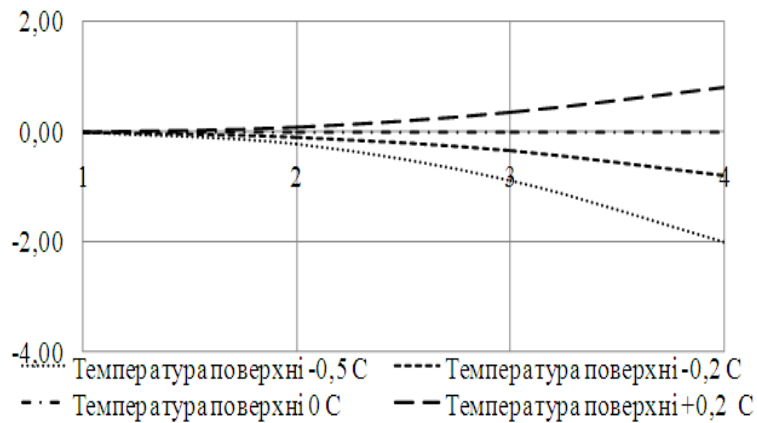
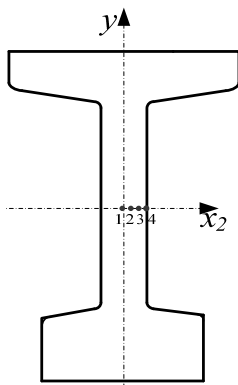


Рис. 9. Результати дослідження зміни температури по середині стінки залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче – Львів 1476 км ПК6

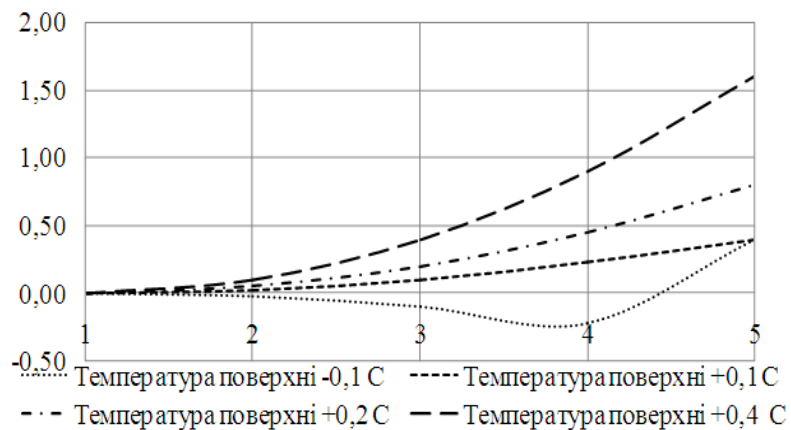
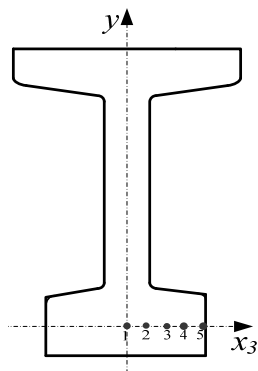


Рис. 10. Результати дослідження зміни температури у нижній полицці залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче – Львів 1476 км ПК6

Розглянемо розподіл температури по залізо-бетонних прогонових будовах моста перегону

Підзамче – Львів 1477 км пк1 Львівської залізниці.

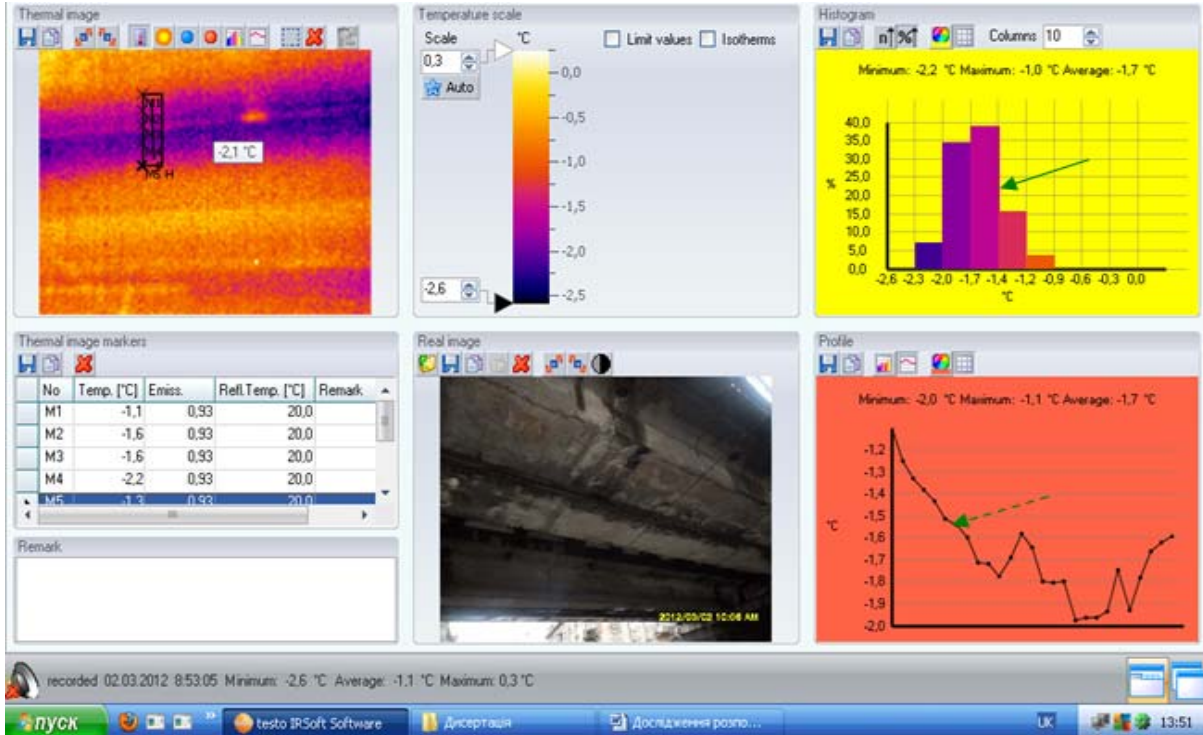


Рис. 11. Температурний градієнт у верхній полицці залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче-Львів 1477 км пк1

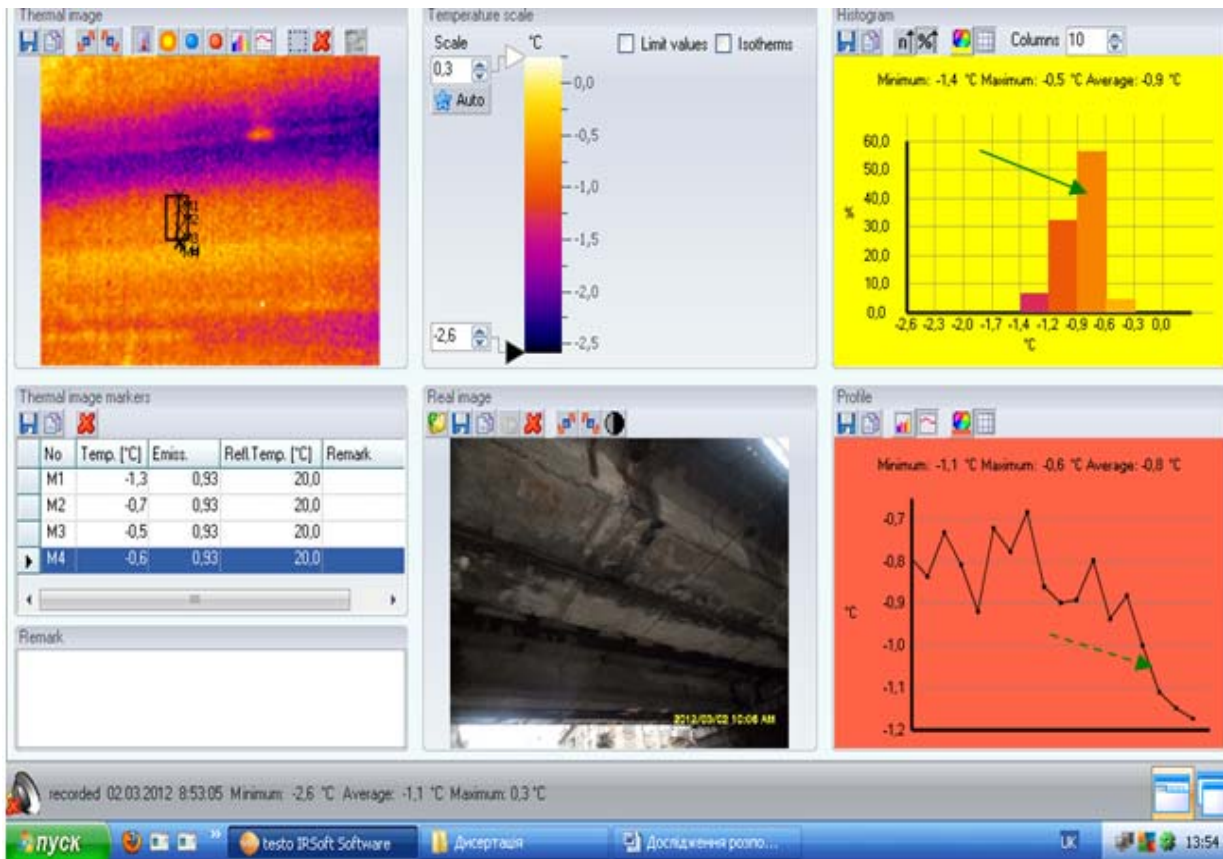


Рис. 12. Температурний градієнт стінки залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче – Львів 1477 км пк1

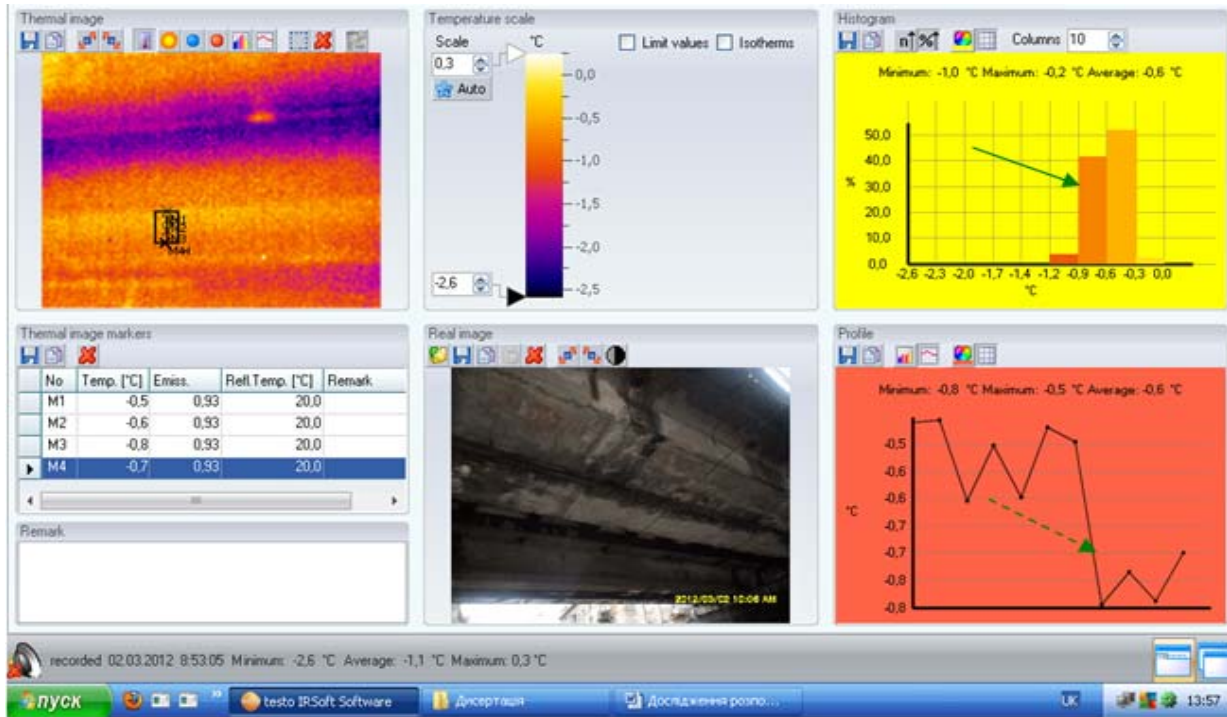


Рис. 13. Температурний градієнт нижньої полицки залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче – Львів 1477 км пк1

Із температурного профілю (див. рис. 11, 12 і 13), залізобетонних балок моста (показаний стрілками із штрихпунктирних ліній) видно, що перепад температури, при температурі навколишнього середовища $+2\text{ °C}$, у верхній полицці залізобетонної балки (див. рис. 11) змінювався $-1,2\text{ °C}$ до -2 °C , у стінці (див. рис. 12) – від $-0,8\text{ °C}$ до $-1,2\text{ °C}$ та у нижній полицці (див. рис. 13) – від $-0,5\text{ °C}$ до $-0,8\text{ °C}$.

Гістограми розподілу температури (див. рис. 11, 12 і 13) залізобетонними балками моста (показані стрілками із суцільною лінією) пока-

зують, що максимальну кількість разів температура поверхні у верхній полицці (див. рис. 11) зустрічається у межах від $-1,7\text{ °C}$ до $-1,4\text{ °C}$ близько 38,9 %, у стінці (див. рис. 12) – від $-0,9\text{ °C}$ до $-0,6\text{ °C}$ – 55,6 % та у нижній полицці (див. рис. 13) – від $-0,6\text{ °C}$ до $-0,3\text{ °C}$ – 52,1 %.

Результати розподілу температури у поперечному напрямку від отриманих температур поверхні залізобетонних балок моста перегону Підзамче – Львів 1477 км пк1 наведені на рис. 14, 15 і 16.

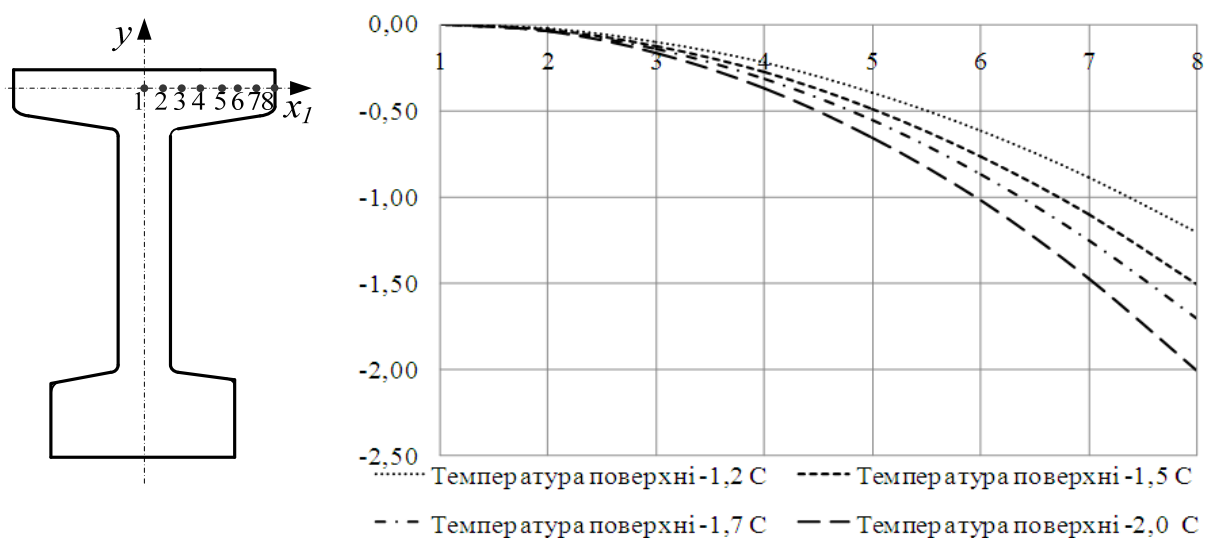


Рис. 14. Результати дослідження зміни температури у верхній полицці залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче – Львів 1477 км пк1

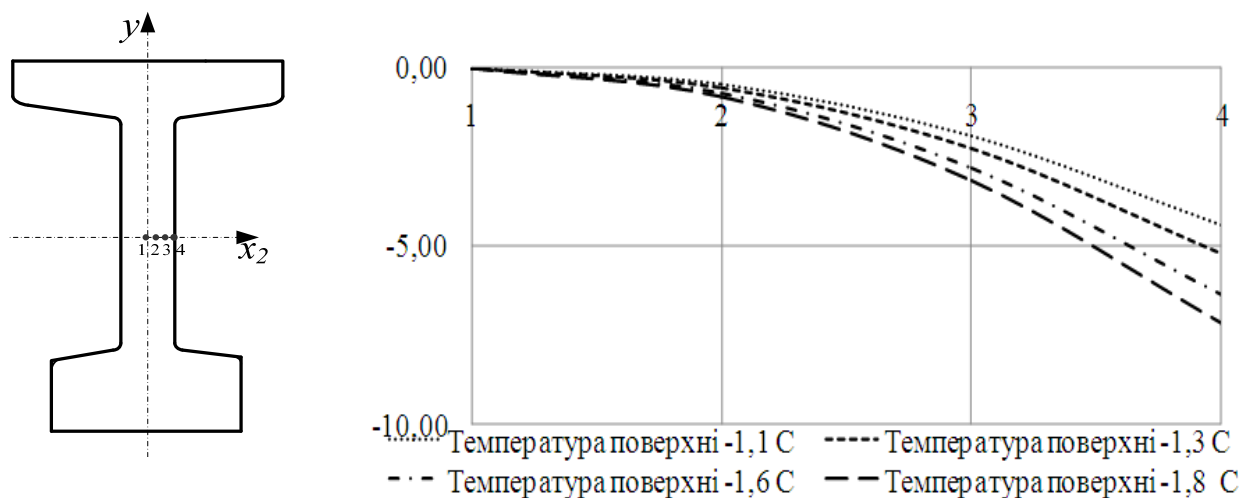


Рис. 15. Результати дослідження зміни температури по середині стінки залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче – Львів 1477 км ПК1

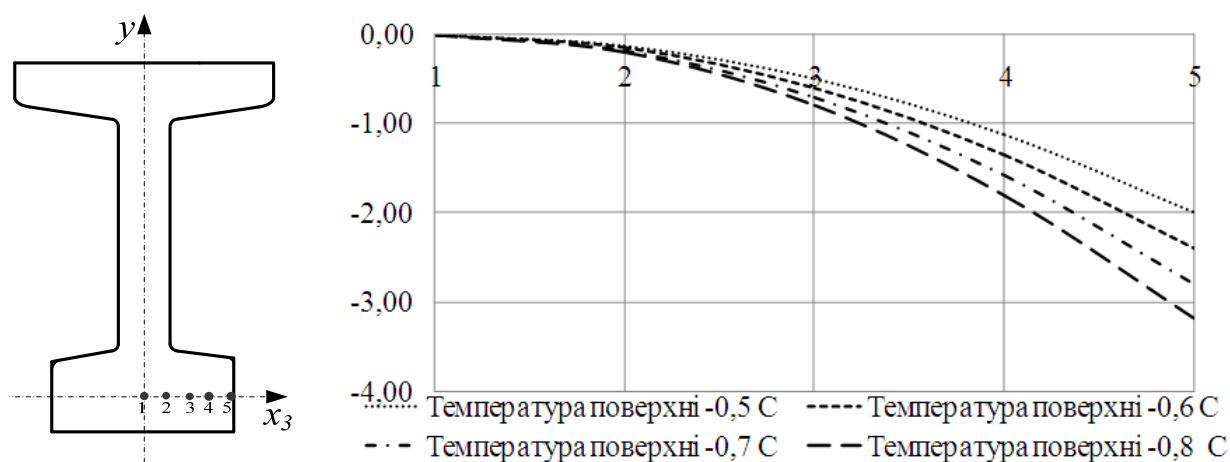


Рис. 16. Результати дослідження зміни температури у нижній полиці залізобетонної балки залізничного моста перегону Підзамче – Львів 1477 км ПК1

З отриманих результатів (див. рис. 8, 9 і 10 та див. рис. 14, 15 і 16) розподіл температури по глибині конструкції не є лінійний, а носить складний характер наближаючись до параболічного розподілу. Тому актуальною є предмет дослідження розподілу температури у залізобетонних мостових конструкціях. Особливо цінними є результати довготривалих досліджень розподілу температури, оскільки за ними можна прогнозувати поведінку залізобетонних балок при змінних температурах в динаміці температур.

По даній темі планується провести виміри температур поверхні залізобетонних балок у різні пори року та встановити критерії найбільш значущих температур, які можуть спричинити у них значні напруження.

Висновок

Визначення напружено-деформованого стану прогонових будов мостових конструкцій від заданого розподілу температури дасть можливість приймати рішення, щодо вибору матеріалів балок для конкретних кліматичних умов. Це призведе до продовження термінів служби мостових конструкцій, а відтак і зменшить витрати коштів на їх утримання та ремонт.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
2. AASHTO Guide specifications [Текст]: Thermal effects in concrete bridge superstructures.

- Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials. – AASHTO, 1989.
3. Рекомендации по расчету температурных и усадочных воздействий на пролетные строения мостов [Текст]. – Одобрены Главтранспроектотом. – М.: 1988.
 4. 4EN_1991-1-5-2009 Еврокод 1 воздействия на конструкции [Текст], Ч. 1-5. Общие воздейст-
 5. Температурные воздействия. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь – Минск, 2009.
 5. Тепловизор testo 875 [Текст]: Руководство по эксплуатации. – 2011. – 37 с.

Надійшла до редколегії 10.05.2012.
Прийнята до друку 28.05.2012.

Й. Й. ЛУЧКО, В. В. КОВАЛЬЧУК (ДИИТ)

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ У ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ

В данной работе составлена модель для анализа теоретического распределения температуры по проникновению в железобетонных балочных мостовых конструкциях и приведены экспериментальные результаты распределения температуры по их поверхности с помощью тепловизора testo-875-1.

Ключевые слова: модель, распределение температуры, железобетонная конструкция, балка, тепловизор

I. I. LUTCHKO, V. V. KOVALCHUK (Lvov branch of Dniepropetrovsk National University of Railway Transport)

DISTRIBUTION TEMPERATURE IN REINFORCED CONCRETE BEAM BRIDGE STRUCTURES

In this paper, drafted a model for theoretical analysis of temperature distribution by the penetration of reinforced concrete beam bridge structures and the results are presented experimental temperature distribution on the surface using thermal imager testo-875-1.

Keywords: model, temperature distribution, reinforced concrete structures, beam, thermal imager

М. Г. МАЛЬГИН, В. И. ДВОРЕЦКИЙ (Институт электросварки имени Е. О. Патона НАН Украины, Киев), Г. В. МИХЕЕВ, Е. А. КРУГОВОВА (Брянский государственный технический университет, Россия)

АНАЛИЗ ПЕРЕМЕННЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В СВАРНЫХ УЗЛАХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ СИСТЕМЫ «МОСТ-ПОЕЗД»

В работе представлены основные направления использования результатов исследований системы «мост-поезд» при оценке сопротивления усталости сварных узлов пролетных строений мостов.

Ключевые слова: мост, поезд, динамика, колебания, взаимодействие, сопротивление усталости, сварные соединения

Анализу динамического взаимодействия подвижного состава с мостами уделяется постоянное внимание. Важность такого анализа обусловлена возникновением в процессе их взаимодействия пространственных колебаний экипажей подвижного состава и элементов моста. Наиболее полно проводить исследования, связанные с динамическим анализом такого взаимодействия, позволяет система «мост-поезд» в которой учитываются конструктивные параметры взаимодействующих объектов, величина и скорость движения нагрузки, колебания подрессоренных частей экипажей. При разработке программ для анализа поведения системы весьма актуальна оценка особенностей взаимодействия ее элементов на основе метода конечных элементов. В зависимости от того, какие результаты интересуют исследователя, вводятся определенные допущения в численное представление системы. Например, для выявления пространственных колебаний отдельных элементов пролетного строения (связи, элементы проезжей части и пр.) более подробно представляется его расчетная модель. Анализ влияния пролетного строения или мостового полотна на динамику и нагруженность элементов подвижного состава требует более подробного описания расчетных параметров экипажной части, а расчетную модель моста можно представить упрощенно. При исследовании контактного взаимодействия колеса с рельсом или поведения опорных частей моста выдвигаются свои требования для описания исходных положений пролетного строения и подвижного состава. В связи с этим весьма важно чтобы программы для исследования динамического взаимодействия поезда с мостом можно было адаптировать для решения задач разного направления, а полученные данные использовать для решения других задач.

В данной работе представлены основные направления использования результатов исследований, которые реализуются в рамках разработанного модуля «мост-поезд» программного комплекса «Универсальный механизм» (ПК УМ) [1-3]. Они сформировались в связи с необходимостью совершенствования методологии прогнозирования усталостной долговечности сварных узлов пролетных строений железнодорожных мостов как на стадии эксплуатации, так и проектирования. Направления выбраны по результатам анализа фактического технического состояния мостов после 10...20 лет их эксплуатации. Приоритет отдается комплексному решению проблемы учета влияния динамики на работу элементов конструкции, их эксплуатационную нагруженность, характер изменения напряженно-деформированного состояния с установлением причин их обуславливающих.

Уже первые результаты динамического анализа системы «мост-поезд» показали, что эксплуатационная нагруженность элементов пролетных строений в ряде случаев может значительно отличаться от принятых представлений, которые рассматриваются при расчете на усталость согласно норм проектирования. Отличия проявляются в схемах нагружения, способах передачи нагрузки и реализации взаимодействия элементов. Согласно требований норм проектирования подвижная нагрузка представляется как статическая равномерно распределенная с симметричным нагружением главных балок. Однако при движении по мосту подвижной состав совершает сложные колебания, главные формы которых (вертикальные колебания, вертикальное и поперечное галомирование и боковая качка) по разному влияют на отдельные элементы конструкции. Пространственные колебания подрессоренных частей

экипажей влекут за собой несбалансированную передачу давления колес на конструкцию. Это в свою очередь может приводить к существенному изменению взаимодействия между отдельными элементами узла конструкции и соответственно их локального переменного нагружения. В результате уже на ранней стадии эксплуатации в сварных узлах пролетных строений возникают трещины усталости, которых согласно расчетам по нормам не должно быть. Поскольку динамика взаимодействующих элементов влияет на эксплуатационную долговечность пролетных строений, важно проанализировать и установить ее влияние на характер, величину и повторяемость переменных напряжений в узлах.

Например, по результатам пространственного расчета цельносварного пролетного строения со связями, приваренными через фасонки к поясам главных балок установлено, что неравномерность нагружения главных балок при боковой качке вызывает кососимметричное деформирование конструкции (рис. 1, а). Связи и фасонки включаются в пространственную работу и в них возникают преимущественно изгибные усилия с кручением. Наряду с боковой качкой экипажей связи включаются в работу и от поперечного горизонтального воздействия подвижного состава (рис. 1, б). При этом возникают заметные продольные усилия в связях. В сварных узлах крепления связей формируются потенциально опасные места, вызванные появлением местных дополнительных напряжений от стеснения деформаций элементов. Такие деформации оказывают существенное влияние на характер, величину и повторяемость напряжений в элементах узлов в процессе прохождения подвижного состава по конструкции. При оценке усталостной долговечности по результатам динамического анализа системы «мост-поезд» прохождение поезда по мосту можно рассматривать как квазистационарный процесс нагружения. На первом этапе расчета мост представляется упрощенной моделью (например стержневой), а экипажи – теми параметрами, которые необходимы для описания их колебательных процессов. По результатам расчета устанавливаются типовые (квазистационарные) схемы нагружения, которые впоследствии применяются для отдельного, более полного учета процесса локального нагружения элементов узлов конструкции.

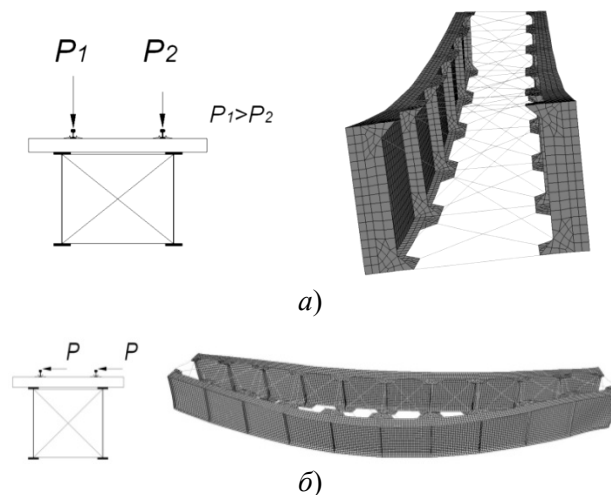


Рис. 1. Пример деформации пролетного строения в результате пространственных колебаний экипажей

В процессе взаимодействия подвижного состава с мостом в отдельных элементах пролетного строения возникают различные вибрации, амплитудно-частотные характеристики (АЧХ) которых зависят от скорости движения поезда. По результатам динамического анализа взаимодействия подвижного состава с балочными сплошнотенчатыми пролетными строениями установлено, что колебания стенки главной балки вызываются прохождением каждого колеса вагона, а их АЧХ выражено, распределены по диапазонам скоростей движения поезда. Например, при движении однородного грузового поезда, состоящего из четырехосных вагонов, по типовому пролетному строению длиной 18 м (ТП 3.501-75) с мостовым полотном на деревянных поперечинах амплитуды поперечных колебаний стенки (рис. 2, а) по сравнению со статическим выгибом увеличиваются до 8 % в диапазоне движения от 20 до 90 км/ч и до 25 % – от 100 км/ч и выше (рис. 2, б). Колебания (поперечный выгиб стенки из плоскости) могут существенно снижать долговечность пролетных строений, так как они приводят к появлению местных дополнительных напряжений в узлах крепления поперечных ребер к стенке балки [4, 5]. Колебания элементов, зависящие от скорости движения поезда, – стохастический процесс. Поэтому в расчетах важно закладывать определенный динамический коэффициент для наиболее характерных скоростей движения поезда. Например, для рассмотренного пролетного строения кривую зависимости (см. рис. 2, б) можно сгладить и выбрать коэффициенты учета скорости движения поезда.

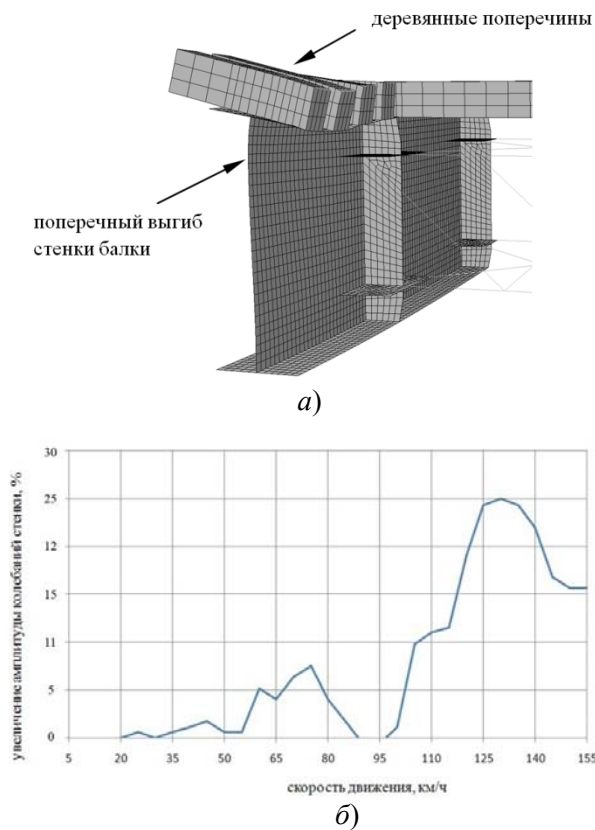


Рис. 2. Колебание стенки главной балки (а) и зависимость увеличения амплитуды колебаний стенки балки от скорости движения поезда (б)

В элементах пролетных строений, имеющих длину загрузки линии влияния менее 22 м (элементы проезжей части, малые пролетные строения), максимальные и минимальные напряжения (деформации) цикла вызываются прохождением вагонной тележки, а при длинах загрузки более 22 м – поезда целиком. По результатам проведенных исследований выявлено, что прохождение каждого вагона по балке с длиной загрузки линии влияния до 6 м, вызывает отнулевой цикл переменных напряжений в середине балки (рис. 3, а). С изменением длины загрузки линии влияния балки до 22 м качественно меняется закономерность изменения напряжений во времени при которой цикл нагружения имеет все признаки быть охарактеризованным как отнулевой двухчастотный (рис. 3, б). Низкочастотные составляющие цикла нагружения σ_1 и f_1 отвечают прохождению поезда целиком, а высокочастотные σ_2 и f_2 – тележек сцепленных вагонов. В расчетах на усталость согласно нормам проектирования принято рассматривать цикл нагружения как одночастотный, независимо от длины загрузки. Однако, как известно, сопротивление усталости в условиях двухчастотного нагружения может снижаться на порядок [6, 7]. В связи с

этим представляется весьма актуальным дальнейшее проведение экспериментально-теоретических исследований с тем, чтобы выяснить степень влияния поличастотного нагружения на долговечность элементов пролетных строений мостов.

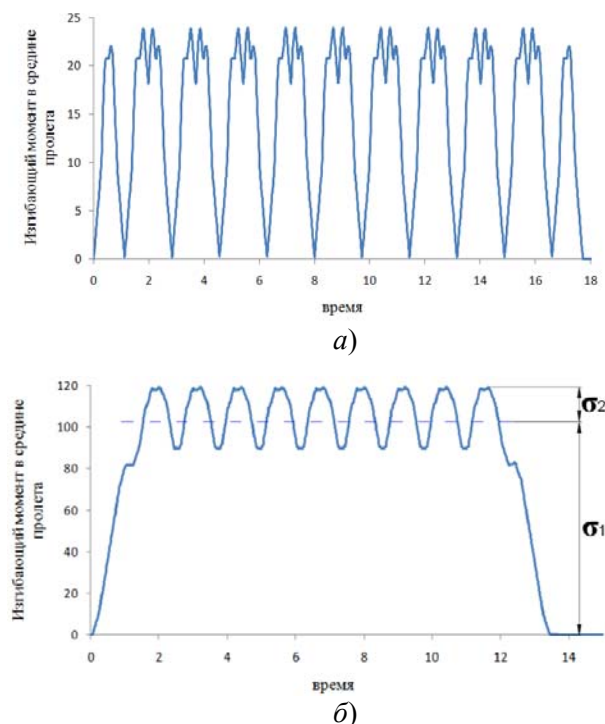


Рис. 3. Изменение усилий (т·м) в середине балки: а) – длина загрузки линии влияния 6 м; б) – длина загрузки линии влияния 16 м

Таким образом, важность практического применения результатов анализа поведения системы «мост-поезд» для оценки сопротивления усталости сварных узлов пролетных строений мостов заключается в комплексном решении проблемы учета влияния динамики (колебаний экипажей и элементов конструкции) на действительную работу взаимодействующих элементов и на изменение характера, величины и повторяемости их эксплуатационной нагруженности. Такой подход позволяет более обосновано прогнозировать эксплуатационную долговечность пролетных строений за счет уточнения переменных напряжений, ответственных за формирование зон предразрушения. В настоящее время проводятся экспериментально-теоретические исследования зависимости закономерностей формирования колебаний от конструктивно-силовых факторов объектов системы «мост-поезд» и установление необходимости и правил учета поличастотного нагружения при оценке сопротивления усталости сварных узлов пролетных строений мостов.

Работа проведена при финансовой поддержке РФФИ, грант 11-01-90422-Укр_ф_а.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Михеев, Г. В. Верификация методики компьютерного моделирования взаимодействия железнодорожных экипажей и мостов [Текст] / Г. В. Михеев и др. // Вестник ВНИИЖТ. – 2011. – № 5. – С. 29–33.
2. Круговова, Е. А. Компьютерное моделирование взаимодействия железнодорожных экипажей и мостов [Текст] / Е. А. Круговова и др. // Матеріали V Міжнародної науково-практичної конференції, Сер. Техніка, Технологія. – К.: ДЕТУТ, 2011. – С. 86–87.
3. Михеев, Г. В. Взаимодействие железнодорожных экипажей и мостов: некоторые подходы и приложения [Текст] / Г. В. Михеев, Е. А. Круговова, Р. В. Ковалев // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2010. – Вип. 33. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2010. – С. 178–180.
4. Кирьян, В. И. Пути обеспечения нормативного ресурса пролетных строений мостов [Текст] / В. И. Кирьян, М. Г. Мальвин // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2011 – Вип. 39. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2011. – С. 55–59.
5. Лучко, Й. Й. Механіка руйнування мостових конструкцій та методи прогнозування їх залишкової довговічності [Текст] / Й. Й. Лучко, Г. Т. Сулим, В. І. Кир'ян, за ред. Й. Й. Лучка. – Львів: Каменяр, 2004. – Т. 6. – 883 с.
6. Прочность сварных конструкций при переменных нагрузках. АН УССР Ин-т электросварки им. Е. О. Патона [Текст] / под. ред. В. И. Труфякова. – К.: Наук. думка. 1990 – 256 с.
7. Труфяков, В. И. Циклическая долговечность при двухчастотном нагружении [Текст] / В. И. Труфяков, В. С. Ковальчук. – К.: ИЭС им. Е. О. Патона АН УССР, 1982. – 36 с.

Поступила в редколлегию 31.07.2012.
Принята к печати 20.08.2012.

М. Г. МАЛЬГІН, В. І. ДВОРЕЦКИЙ (Институт електрозварювання імені Є. О. Патона НАН України), Г. В. МІХЄЄВ, Е. А. КРУГОВОВА (Брянський державний технічний університет, Росія)

АНАЛІЗ ЗМІННИХ НАПРУЖЕНЬ У ЗВАРНИХ ВУЗЛАХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ СИСТЕМИ «МІСТ-ПОЇЗД»

В роботі представлені основні напрямки використання результатів досліджень системи «міст-поїзд» при оцінці опору втомі зварних вузлів прогонових будов мостів.

Ключові слова: міст, поїзд, динаміка, коливання, взаємодія, опір втомі, зварні з'єднання

M. MALGIN, V. DVORETSKY (The Paton Electric Welding Institute, Kiev),
G. MIKHEEV, E. KRUGOVOVA (Bryansk State Technical University, Russia)

THE ANALYSIS OF FLUCTUATING STRESS IN WELDED JOINTS OF SUPERSTRUCTURES OF «BRIDGE-TRAIN» SYSTEM

The present paper concentrates on basic directions of use of research results of «bridge-train» system in fatigue analysis of welded bridge joints.

Keywords: bridge, train, dynamics, vibrations, interaction, fatigue resistance, welded joints

ЗАСТОСУВАННЯ ОПТИМІЗАЦІЙНИХ МЕТОДІВ ДО РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Пропонується метод розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів на основі оптимізаційного підходу.

Ключові слова: оптимізація, міцність, поздовжня арматура

Стан проблеми та задачі дослідження

Ефективне проектування залізобетонних конструкцій можливе при застосуванні оптимізаційних методів. Задача оптимального проектування окремої конструкції зводиться до того, що з декількох конструктивних варіантів необхідно вибрати такий, що буде відповідати екстремальному значенню критерію оптимальності. В якості критерію можуть бути прийняті такі показники як вага конструкції, вартість її виготовлення, довговічність, приведені витрати та інше. Методи знаходження значення критерію оптимальності на сьогодні залишаються предметом досліджень і в загальному випадку їх можна виділити в чотири окремі групи: 1) детерміновані [1]; 2) еволюційні [2, 3]; 3) випадкові (стохастичні); 4) комбіновані. У нормах [4] реалізовано оптимізаційний підхід до розрахунку міцності зігнутих та стиснутих залізобетонних елементів. Вичерпання несучої здатності визначається досягненням максимального згинального моменту або поздовжньої сили в розрахунковому перерізі.

Розрахунок міцності нормальних перерізів зігнутих залізобетонних елементів згідно норм [5] полягає у перевірці передбачає перевірку умови $\xi \leq \xi_y$. Суть такої перевірки полягає у визначенні межі переармування та встановлені потреби в стиснутій арматурі A'_s . Межа переармування ξ_y визначається за емпіричною формулою, яка дає надійні, але дещо завищені результати

Метою роботи є застосування оптимізаційного підходу в розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів непереармуваних поздовжньою розтягнутою та стиснутою арматурами

Викладення основного матеріалу

Пропонується розрахунок міцності залізобетонних елементів непереармуваних поздовжньою розтягнутою A_p та стиснутою A'_s , котрий

дає змогу проектувати елементи з мінімальними витратами арматурної сталі.

Розглядається елемент у стадії руйнування, коли досягається граничний стан поздовжньої стиснутої та розтягнутої арматур у нормальному перерізі (рис.1) та в бетоні стиснутої зони цього перерізу. Напруження у стиснутій зоні бетону досягають максимального значення R_b і розподіляються рівномірно по висоті стиснутої зони X .

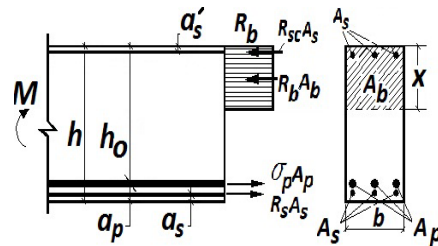


Рис. 1. Розрахункова схема нормального перерізу

У задачі визначення кількості арматури невідомими є висота стиснутої зони бетону X , площа розтягнутої A_p і стиснутої A'_s арматур, напруження σ_p . Розміри перерізу елементу b , h , a_s , a_p , a'_s , площа конструктивної арматури A_s , характеристики міцності бетону R_b і арматури R_p , R_{sc} вважаються заданими.

Для визначення невідомих використовуємо два рівняння рівноваги

$$\sum X = 0; \quad \sigma_p A_p + R_s A_s - R_b A_b - R_{sc} A'_s = 0; \quad (1)$$

$$\sum M_0 = 0; \quad M - R_b A_b (h_0 - x/2) - R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) = 0. \quad (2)$$

Зовнішні зусилля в нормальному перерізі виражаються через параметр навантаження

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}. \quad (3)$$

Виконавши певні перетворення отримаємо

$$m_p \cdot \xi_p + \xi_s - \xi'_s - \xi = 0; \quad (4)$$

$$\alpha_m - \xi(1 - 0,5\xi) - \xi'_s \frac{z_c}{h_0} = 0, \quad (5)$$

$$\text{де } \xi = \frac{X}{h_0}; \quad \xi_p = \frac{A_p R_p}{R_b b h_0}; \quad \xi_s = \frac{A_s R}{R_b b h_0}; \quad \xi'_s = \frac{A'_s R_{sc}}{R_b b h_0};$$

$$\sigma_p = m_p R_p; \quad z_c = h_0 - a'_s.$$

Якщо з (4) та (5) виключити величину ξ то буде отримано залежність з невідомими ξ_p, ξ'_s, m_p .

$$\alpha_m = (m_p \xi_p + \xi_s - \xi'_s) \left(1 - \frac{m_p \xi_p + \xi_s - \xi'_s}{2} \right) + \xi'_s \frac{z_s}{h_0} \quad (6)$$

Параметр ξ_s вважається відомим, так як арматура A_s задається конструктивно.

Невідомі величини знаходяться з умови мінімуму витрат арматури при дотриманні умови (6).

Навколо розрахункового перерізу виділяється елемент одиничної довжини $l=1$, для армування якого необхідно витратити арматуру A_s та A'_s .

Коефіцієнт об'ємного армування буде дорівнювати

$$V_s = \frac{(A_p + A_s + A'_s) \ell}{b h_0 \ell}. \quad (7)$$

Використовуючи безрозмірні параметри ξ_p, ξ_s та ξ'_s формула (7) отримає вид

$$V_s = \xi_p \frac{R_p}{R_p} + \xi_s \frac{R_b}{R_s} + \xi'_s \frac{R_b}{R_{sc}} \quad (8)$$

і буде цільовою функцією оптимізаційної задачі.

Додатковим рівнянням для вирішення завдання про перевірку міцності нормального перерізу буде умова що зв'язує рівень напружень в поздовжній розтягнутій арматурі

$$m_p - 1 \leq 0. \quad (9)$$

Застосовуючи приведені вище залежності, можна сформулювати завдання про підбір необхідної арматури як оптимізаційну: знайти величини ξ_p, ξ'_s з умови мінімуму цільової функції (8) при дотриманні рівняння (6) і нерівності (9).

Слідуючи [6], для поставленої оптимізаційної задачі функція Лагранжа набуде вигляду

$$L(\xi_p, \xi'_s, m_p, \lambda_1, \lambda_2) = \xi_p \frac{R_b}{R_p} + \xi_s \frac{R_b}{R_s} + \xi'_s \frac{R_b}{R_{sc}} - \lambda_1 \left[\alpha_m - (m_p \xi_p + \xi_s - \xi'_s) \times \left(1 - \frac{m_p \xi_p + \xi_s - \xi'_s}{2} \right) - \xi'_s \frac{z_s}{h_0} \right] - \lambda_2 (m_p - 1) = 0 \quad (10)$$

де λ_1, λ_2 множники Лагранжа.

Для вирішення задачі використовуємо умови Куна-Таккера.

1. Вимоги до знаку множників Лагранжа

$$\lambda_1 \neq 0, \quad \lambda_2 \leq 0. \quad (11)$$

2. Часткові похідні функції Лагранжа

$$\frac{\partial L}{\partial \xi_p} = \frac{R_b}{R_p} - \lambda_1 \left[-m_p + m_p (m_p \xi_p + \xi_s - \xi'_s) \right] = 0; \quad (12)$$

$$\frac{\partial L}{\partial \xi'_s} = \frac{R_b}{R_{sc}} - \lambda_1 \left[1 - (m_p \xi_p + \xi_s - \xi'_s) - \frac{z_c}{h_0} \right] = 0; \quad (13)$$

$$\frac{\partial L}{\partial m_p} = -\lambda_1 \left[-\xi_p + \xi_p (m_p \xi_p + \xi_s - \xi'_s) \right] - \lambda_2 = 0. \quad (14)$$

3. Додаткова умова

$$\alpha_m - (m_p \xi_p + \xi_s - \xi'_s) \left(1 - \frac{m_p \xi_p + \xi_s - \xi'_s}{2} \right) - \xi'_s \frac{z_s}{h_0} = 0. \quad (15)$$

4. Умова доповнюючої нежорсткості враховує нерівність (9)

$$\lambda_2 (m_p - 1) = 0. \quad (16)$$

Якщо проаналізувати умови Куна-Таккера то можна знайти з них рішення задачі, що задовольняє накладеним вимогам.

З (12) і (13) слідує, що $\lambda_1 \neq 0$.

З (13) виходить, що складова в квадратних дужках менше нуля, тоді $\lambda_1 < 0$.

З (14) виходить, що $\lambda_2 \neq 0$.

Розглянувши умову (15) при $\lambda_2 \neq 0$ коефіцієнт $m_p = 1$.

Якщо скласти рівняння (12) і (13) при $m_p = 1$ то отримаємо

$$\lambda_1 = \left[\frac{R_b}{R_p} + \frac{R_b}{R_{sc}} \right] / \frac{z_s}{h_0} = 0. \quad (17)$$

З (12) та (14) при $m_p = 1$ можна визначити

$$\xi'_s = \left[\alpha_m - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \right] \frac{h_0}{z_s}, \quad (18)$$

де

$$\xi = 1 - \frac{1}{2\lambda_1} \left[\frac{R_b}{R_{sc}} - \frac{R_b}{R_p} \right] - \frac{x_s}{2h_0}. \quad (19)$$

При $\xi'_s \leq 0$ стиснута арматура не потрібна, тоді при $\xi'_s = 0$ з (6) площа розтягнутої арматури дорівнює

$$A_p = bh_0 \left[1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right] \frac{R_b}{R_p}. \quad (20)$$

При $\xi'_s > 0$ площа розтягнутої арматури визначається за формулою

$$A_p = bh_0 (\xi + \xi'_s) \frac{R_b}{R_p}. \quad (21)$$

Площа стиснутої арматури визначається за формулою

$$A'_s = bh_0 \xi'_s \frac{R_b}{R_{sc}}. \quad (22)$$

Отримані залежності були перевірені розрахунками залізобетонних балок, при цьому кількість арматури розрахована за формулами (18) та (21) на 5 % менша від розрахунків за діючими нормами.

Висновок

Застосування оптимізаційного підходу в розрахунку нормального перерізу дає можливість отримати аналітичним шляхом залежності для визначення площі стиснутої A'_s та розтягнутої A_s арматур. Доведено що оптимальна кількість

С. Н. МИКИТЕНКО (Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка)

ПРИМЕНЕНИЕ ОПТИМИЗАЦИОННЫХ МЕТОДОВ К РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Предлагается метод расчета прочности нормальных сечений железобетонных элементов на основе оптимизационного подхода.

Ключевые слова: оптимизация, прочность, продольная арматура

S. N. MYKYTENKO (Poltava national technical university named after Yury Kondratyuk)

THE APPLICATION OF OPTIMIZATION METHODS TO THE CALCULATION OF STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

The method of calculation of strength of normal sections of reinforced concrete elements is offered on the basis of optimization approach

Keywords: optimization, strength, longitudinal reinforcement

арматури в нормальному перерізі можлива при досягненні максимальних напружень $\sigma_p = R_p (m_p = 1)$ у поздовжній розтягнутій арматурі. Конструкції розраховані за таким методом будуть непереармовані поздовжньою арматурою.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Арутюнян, Р. К. Усиление железобетонных конструкций методом поисковой оптимизации [Текст] / Р. К. Арутюнян // Жилищное строительство. – 2000. – № 11. – С. 12–13.
2. Серпик, И. Н. Генетический алгоритм оптимизации плоских железобетонных рам / И. Н. Серпик // Бетон и железобетон – 2011. – № 4. – С. 17–21.
3. Мироненко, И. В. Анализ сходимости эволюционной оптимизации железобетонных конструкций [Электронный ресурс] / И. В. Мироненко // Современные проблемы науки и образования. – 2011. – № 4. – Режим доступа: www.science-education.ru/98-4779.
4. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
5. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
6. Банди, Б. Методы оптимизации [Текст]: вводный курс / Б. Банди; пер. с англ. – М.: Радио и связь, 1988. – 128 с.

Надійшла до редколегії 09.07.2012.

Прийнята до друку 22.07.2012.

В. Д. ПЕТРЕНКО, О. Л. ТЮТЬКІН, М. В. ХАРАТЯН (ДІТ),
В. І. ПЕТРЕНКО (Укрметротунельбуд)

ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ СТАНЦІЙ ОДНОСКЛЕПІНЧАСТНОГО ТИПУ МІЛКОГО ЗАКЛАДЕННЯ

В статті наведені результати порівняльного аналізу напруженого стану стандартної односклепінчастої станції мілкового закладення та модифікованої конструкції для наскрізної проходки.

Ключові слова: станція метрополітену, наскрізна проходка, модифікована конструкція

Однією з важливих переваг метрополітену є можливість економити міську центральних районів, що історично склалися, та районів з архітектурними пам'ятками. Станції на генеральній схемі ліній метрополітену розміщують з урахуванням існуючого й перспективного планування міста і його наземної транспортної системи в місцях найбільшого пасажиропотоку, якими є площі, перехрестя, залізничні, річкові й автобусні вокзали, стадіони, парки, промислові комплекси тощо. Станції розташовують також на пересіченнях або в місцях сполучення ліній метрополітену між собою та із залізницями [1, 2].

Тенденція зростання протяжності ліній мілкового закладення на мережі вітчизняних і зарубіжних метрополітенів обумовлена їх певними перевагами в порівнянні з лініями глибокого закладення. Так, вартість ліній мілкового закладення у відносно сприятливих гідрогеологічних умовах в середньому в два рази менше, ніж ліній глибокого [2].

Техніко-економічні переваги ліній мілкового закладення і значні зручності в експлуатації відкривають широку перспективу їх розвитку в мережі як існуючих, так і знову споруджуваних метрополітенів. Аналіз досвіду будівництва метрополітенів показує, що частка ліній мілкового закладення в загальній протяжності підземних транспортних магістралей переважною більшістю міст суттєво збільшується.

Однією з прогресивних технологій будівництва метрополітену мілкового закладення, який на даний момент розвитку метрополітенів в Україні найбільш поширений, є наскрізна проходка [2], сутністю якої є те, що процеси будівництва станції мілкового закладення і перегінного тунелю, який до неї підходить і відходить від неї, зв'язуються один з одним. Тобто при будівництві пускової ділянки, що складається з комплексу «перегін – станція мілкового закладення – перегін», при використанні щитової

проходки можна застосувати наскрізну проходку.

Складністю наскрізної проходки є те, що доводиться враховувати темп створення перегінного тунелю і в межах станції споруджувати модифіковану станцію – так звану станцію напівзакритого способу.

Для того щоб найбільш повно використати концепцію наскрізної проходки, при будівництві Київського метрополітену виконані деякі її модифікації. Так будівництво станції та перегонів, які з нею межують, взагалі не пов'язано. Це призводить до того, що спеціальні типи станцій для напівзакритого способу [1] можуть не застосовуватися.

Однак стандартні станції односклепінчастого типу все ж модифікуються. Причиною цього є те, що перегін щита в межах станції все ж здійснюється в будь-якому випадку, навіть якщо вона вже побудована. Це потребує збільшення підйому станції за рахунок вставок заввишки 2 м в стіни, щоб габарити щита при його пересуванні чітко вписувалися в габарити станції нового типу.

Обґрунтуванням нової конструкції є порівняння старої і модифікованої конструкції з визначенням напруженого стану і з'ясуванням ступеня впливу вертикальних вставок. Якщо такий вплив не є негативним, то дана конструкція може бути оптимізована. Порівняльний аналіз двох конструкцій є комплексним, так як виконується на спектр статичних і рухомих навантажень.

Метою наданої науково-дослідної роботи є порівняльний аналіз напруженого стану моделі станції для наскрізної проходки із стандартною станцією, для чого в моделях відтворено половину конструкцій односклепінчастих станцій (рис. 1) в програмному комплексі SCAD [3, 4]. Всі інші геометричні параметри станційної конструкції є незмінними.

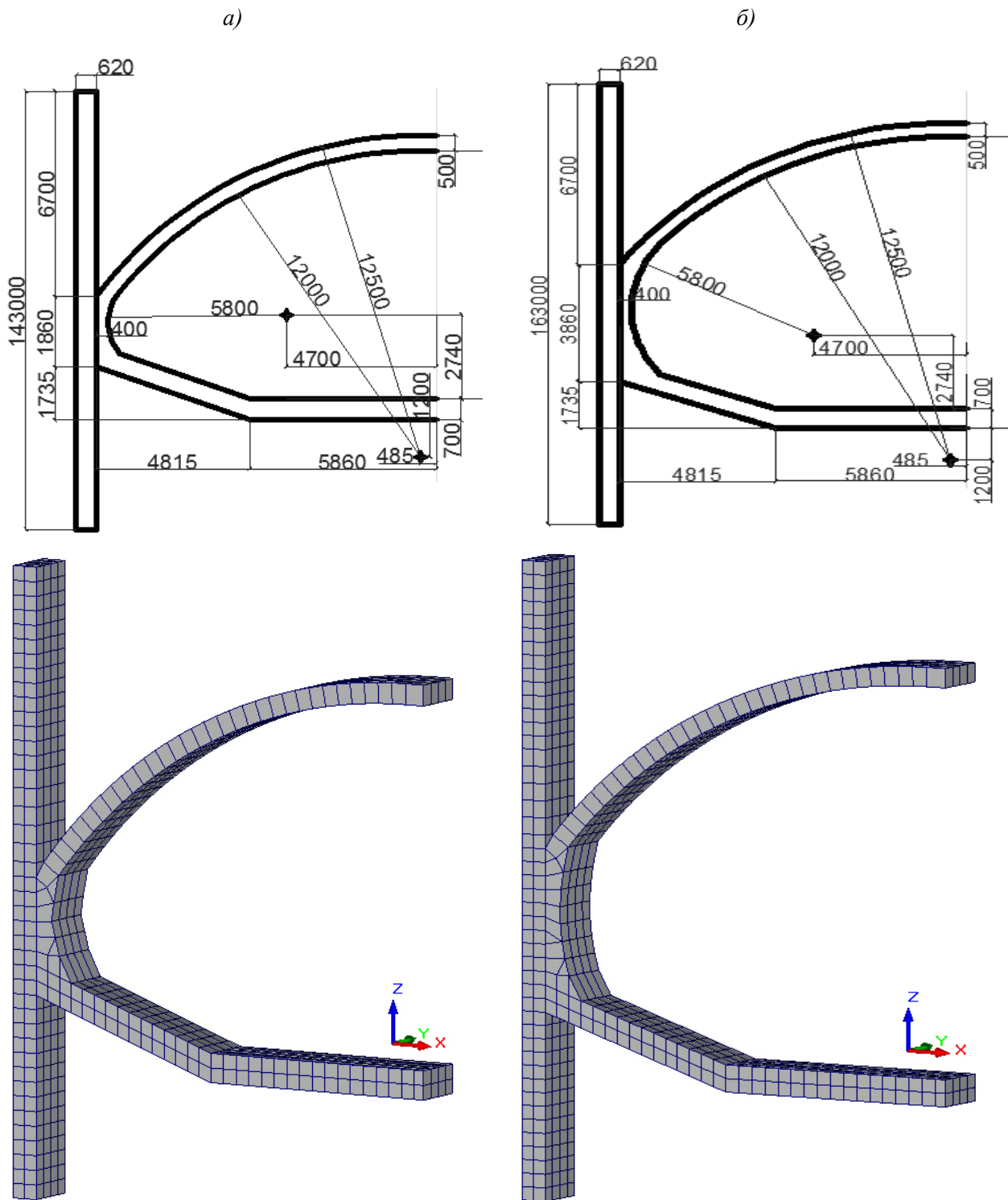


Рис. 1. Схеми та фрагменти SE-моделі – конструкції станції із конструкцією «стін в ґрунті»:
 а) – стандартної; б) – для наскрізної проходки

Деформаційні характеристики моделі (модуль пружності, коефіцієнт Пуассона): жорсткість 1 (пісок) – модуль пружності $E = 38$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,0$ т/м³; жорсткість 2 (бетон класу В7,5) – модуль пружності $E = 20000$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, густина $\rho = 2,45$ т/м³; жорсткість 3 (залізобетон на основі бетону класу

В30) – приведений модуль пружності $E = 38500$ МПа, приведений коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,02$, густина $\rho = 2,5$ т/м³.

Розподіл загального напруженого стану моделі (в перерізі під рухомим навантаженням НК-80, рис. 2) можна оцінити як сталій, так як перенапруження виникають на границі системи «станційна конструкція – оточуючий масив».

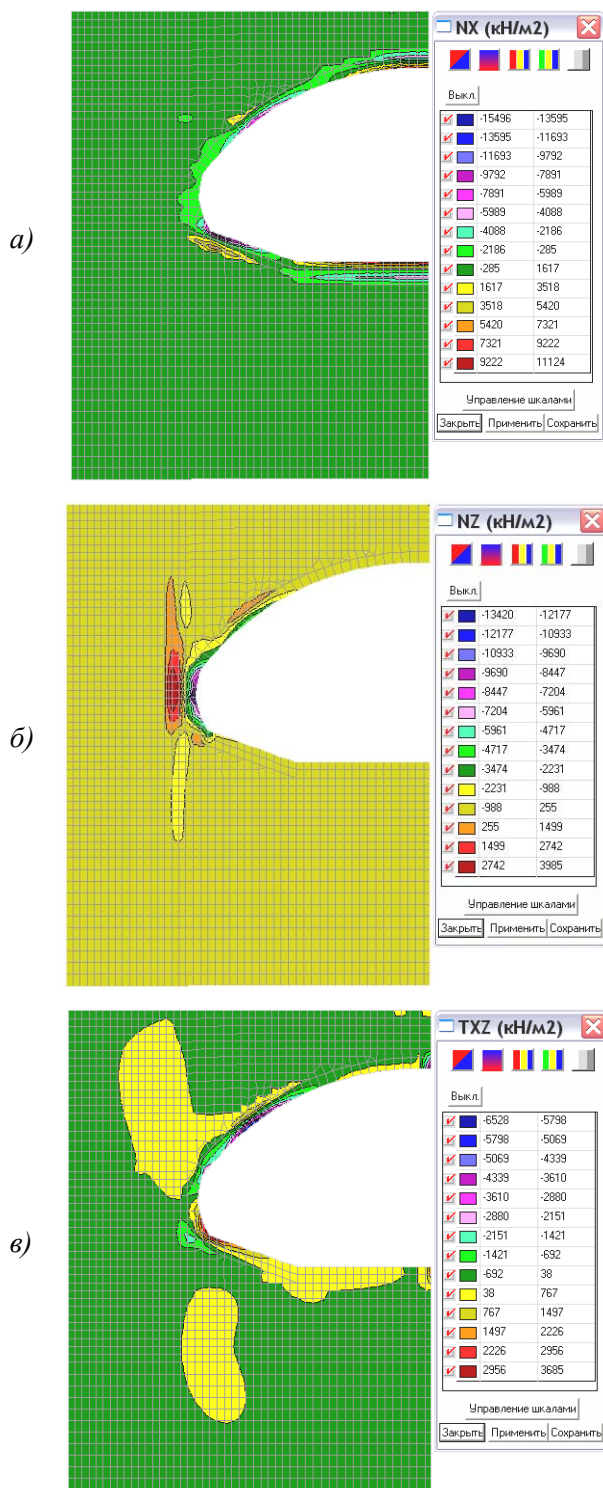


Рис. 2. Ізополя та ізолінії напружень в моделі від власної ваги та навантаження НК-80:
 а) – нормальних по осі X ; б) – нормальних по осі Z ; в) – дотичних в площині XZ

Аналізуючи напружений стан в моделі модифікованої станції, слід відмітити, що горизонтальні напруження (див. рис. 2, а) найбільш активно розповсюджуються в шелизі склепіння, в лотковій частині та в місці її переходу в стіну. Перерозподіл напружень в оточуючому масиві

незначний, що пояснюється значною зміною властивостей станційної конструкції та ґрунту.

Вертикальні напруження (див. рис. 2, б) локалізуються в місці приєднання «стіни в ґрунті» до стіни станційної конструкції, що є позитивним моментом, так як підвищення товщини в цьому місці дозволяє прийняти більшу частину навантаження без зменшення міцності. Слід засвідчити, що в верхній точці з'єднання склепіння та станційної стіни, яка має криволінійний обрис для розміщення щита, який буде проходити крізь станцію, знаходиться точка, в якій вертикальні і горизонтальні напруження мають максимальне значення.

Ця точка є найбільш небезпечним концентратором напружень, так як і дотичні напруження в ній мають високі значення (див. рис. 2, в). Розподіл цієї компоненти напружень більш неоднорідний, що пояснюється складним перерізом станційної конструкції, яка має декілька переходів в сполученнях із різним радіусом, а також приєднання до цієї конструкції «стіни в ґрунті». Дотичні напруження в площині XZ активно розподіляються і в самій «стіні в ґрунті» та в місці переходу станційної стіни в лоткову частину.

Характер розвитку напруженого стану у порівнянні із моделлю станції для наскрізної проходки не змінився, також не змінилися точки концентрації для моделі стандартної станції (рис. 3), а для наочного порівняння наведено компоненти напружень для обох моделей (рис. 4).

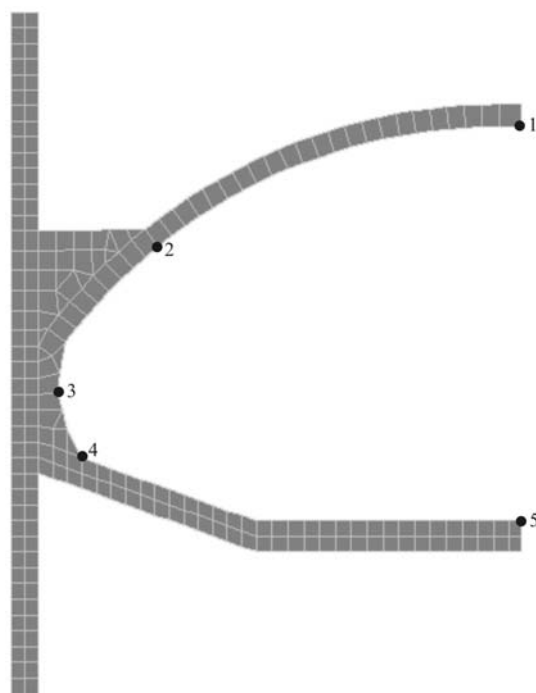


Рис. 3. Схема точок концентрації напружень

Модель для наскрізної проходки

Модель для стандартної станції



Рис. 4. Ізополя та ізолінії напружень в фрагменті моделі від власної ваги та рухомого навантаження НК-80:
 а) – нормальних по осі X ; б) – нормальних по осі Z ; в) – дотичних в площині XZ

Для подальшого розрахунку конструкції на міцність, який буде проводитися лише по бето-

ну, тобто на тріщиностійкість, застосуємо формулу четвертої теорії міцності (енергетична).

Еквівалентні напруження в точках концентрації для стандартної конструкції станції: точка 1 – 13,9 МПа (запас міцності – 1,5); точка 2 – 15,8 МПа (запас міцності – 1,33); точка 3 – 12,4 МПа (запас міцності – 1,7); точка 4 – 19,1 МПа (запас міцності – 1,1); точка 5 – 12,6 МПа (запас міцності – 1,4).

Розрахунок за еквівалентними напруженнями модифікованої конструкції свідчить про наступні значення еквівалентних напружень: точка 1 – 11,9 МПа (запас міцності – 1,76); точка 2 – 15,8 МПа (запас міцності – 1,33); точка 3 – 14,8 МПа (запас міцності – 1,41); точка 4 – 18,6 МПа (запас міцності – 1,13); точка 5 – 10,1 МПа (запас міцності – 2,1).

Таким чином відбулися зміни напружень: в точці 3 – збільшилися, в точках 1, 4 та 5 – зменшилися, в точці 2 – залишилися незмінними. Точка 3 розміщується в центральній частині стіни, тому причиною такої картини є вплив збільшення висоти стіни, так як в конструкції для наскрізної проходки вставка висотою 2 метри переносить місце максимального розпору склепіння вище, і він розподіляється не в стіні станції, а в «стіні в ґрунті». Про це свідчить розподіл горизонтальних напружень в точці 3: 0,08 МПа в моделі станції для наскрізної проходки та – 2,18 МПа в моделі стандартної станції.

По роботі можна зробити висновок, що збільшення висоти стіни призводить до значного позитивного перерозподілу горизонтальних напружень, викликаних розпором склепіння. Таким чином, нова конструкція станції в результаті порівняльного аналізу є всебічно обґрунтованою та на відміну від стандартної конструкції має переваги в розвитку напруженого стану на відміну від стандартної конструкції.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Фролов, Ю. С. Новая концепция строительства метрополитена на линиях мелкого заложения [Текст] / Ю. С. Фролов, Ю. С. Крук // Подземное пространство мира. – 1993. – № 2. – С. 10-15.
2. Петренко, В. И. Современные технологии строительства метрополитенов в Украине [Текст] / В. И. Петренко, В. Д. Петренко, А. Л. Тюткин. – Д.: Наука і освіта, 2005. – 252 с.
3. Карпиловский, В. С. SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер, М. А. Перельмутер – К.: ВВП «Компас», 2000. – 332 с.
4. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К.: Сталь, 2002. – 600 с.

Надійшла до редколегії 25.06.2012.

Прийнята до друку 10.07.2012.

В. Д. ПЕТРЕНКО, А. Л. ТЮТЬКИН, М. В. ХАРАТЯН (ДИИТ),
В. И. ПЕТРЕНКО (Укрметротоннельстрой)

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ СТАНЦИЙ ОДНОСВОДЧАТОГО ТИПА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

В статье приведены результаты сравнительного анализа напряженного состояния стандартной односводчатой станции мелкого заложения и модифицированной конструкции для сквозной проходки.

Ключевые слова: станция метрополитена, сквозная проходка, модифицированная конструкция

V. D. PETRENKO, A. L. TUTKIN, M. V. KHARATYAN (Dniepropetrovsk National University of Railway Transport), V. I. PETRENKO (Ukrmetrotunnelstroy)

COMPARATIVE ANALYSIS OF THE TENSED STATE OF THE ONE-SHIELD TYPE STATION CONSTRUCTIONS OF THE SHALLOW CONTOUR INTERVAL

In the article the results of comparative analysis of the tensed state of the standard one-shield station of shallow contour interval and modified construction for the through driving are resulted.

Keywords: station of underground passage, through driving, modified construction

Д. Г. ПЕТРЕНКО (Украинская государственная академия железнодорожного транспорта, Харьков)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЗАВИСИМОСТИ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ОТ ГИБКОСТИ СТАЛЕБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА

В статье описаны существующие методики по расчету на устойчивость сталебетонных элементов, с учетом зависимости коэффициента продольного изгиба от гибкости элемента.

Ключевые слова: сталебетонный элемент, продольный изгиб, гибкость элемента, коэффициент продольного изгиба

Современный уровень строительного производства предъявляет к несущим конструкциям требования высокой надежности в сочетании с малой материалоемкостью и низкими трудовыми затратами при изготовлении и монтаже. Этим требованиям в полной мере соответствуют конструкции с внешним армированием, в том числе сталебетонные и трубобетонные конструкции.

Существует большое количество методик для расчета трубобетонных элементов. В результате расчетов отмечено, что трубобетонные элементы имеют повышенную прочность и устойчивость, по сравнению с железобетонными. Однако сопоставление результатов полученных по различным методикам свидетельствует об их не совершенности. Напряженно-деформированное состояние сталебетона изучено более детально, нежели вопросы устойчивости таких конструкций, а вопросы устойчивости при длительном нагружении, практически не изучены.

Благодаря упрочнению бетона в обойме, т.е. увеличения прочности сталебетонного элемента, появляется возможность уменьшения его поперечного сечения, что в свою очередь влияет на увеличение гибкости элемента. Поэтому изучение вопроса местной и общей устойчивости заслуживает особого внимания. При расчете сталебетонного элемента на устойчивость необходимо учитывать зависимость коэффициента продольного изгиба от гибкости этого элемента.

Кроме того, в постсоветских нормативных документах нет четких положений о расчетах на устойчивость сталебетонных элементов. Существуют только рекомендации по расчету на прочность железобетонных элементов с жесткой арматурой.

После анализа экспериментальных и теоретических исследований проведенных в области изучения вопросов устойчивости сталебетонных элементов, были отмечены работы, которые наиболее приближенно соответствуют изучению вопроса устойчивости сталебетонных элементов с учетом зависимости коэффициента продольного изгиба от гибкости элемента.

Школой Санжаровского Р. С. [1] проводились эксперименты над внецентренно-сжатыми трубобетонными стержнями с целью выявления их работы от начальных стадий нагружения до момента перехода в первое расчетное предельное состояние по устойчивости второго рода и далее, по мере возрастания нагрузки, до разрушения. Опыты ставились так, чтобы имитация и характеристика явления соответствовали бы теории их расчета.

Проверку несущей способности внецентренно-сжатых трубобетонных стержней с тонкостенной оболочкой следует производить по формуле

$$N \leq \Phi, \quad (1)$$

где N – продольная сила, приложенная к стержню с эксцентриситетом e (функция нагрузок, действующих на сооружение); Φ – несущая способность трубобетонного стержня с данными характеристиками (функция свойств материалов и размеров элемента)

$$\Phi = \varphi_{\text{вн}} \Phi_2, \quad (2)$$

где Φ_2 – прочность стержня при осевом сжатии, определяемая по формуле далее; $\varphi_{\text{вн}}$ – коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии.

$$\Phi_2 = m(R_o^p F_o + R_c^p F_c). \quad (3)$$

Величина приведенной гибкости определяется по формуле

$$\lambda_{\text{прив}} = \frac{R}{L} \frac{1}{\sqrt{0,5 - 0,25 \frac{1}{1 + \frac{\mu \cdot n}{k}}}}. \quad (4)$$

Величина коэффициента $\varphi_{\text{вн}}$ определяется как

$$\varphi_{\text{вн}} = \frac{P'_{\text{кр}}}{\Phi_2}, \quad (5)$$

где $P'_{\text{кр}}$ – критическая сила внецентренно-сжатого трубобетонного стержня.

Коэффициент $\varphi_{\text{вн}}$ является функцией $\lambda_{\text{прив}}$ и $m_{\text{прив}}$.

Значение приведенного эксцентриситета определяется по формуле

$$m_{\text{прив}} = \frac{e}{R} \frac{1}{0,5 - 0,25 \frac{1}{1 + \frac{\mu \cdot n}{k}}}, \quad (6)$$

где e – эксцентриситет приложения сжимающей силы.

Практически оценка устойчивости трубобетонного элемента сводится к определению коэффициента продольного изгиба. Найденные коэффициенты продольного изгиба трубобетонных стержней следует давать в виде ряда кривых $\varphi - \lambda$ в зависимости от марок сталей и бетонов, сочетающихся в трубобетонных стержнях.

Следует уточнить понятие гибкости λ . Чисто габаритное представление гибкости как отношения длины стержня к его наружному диаметру надо заменить понятием приведенной гибкости, в которое войдут более широкая геометрическая характеристика поперечного сечения стержня и некоторые физические данные о прочности и жесткости материалов, из которых он изготовлен. Это теоретически строгое понятие гибкости выражается пучком кривых $\varphi - \lambda$.

Учитывая выше изложенное, получаем новую методику расчета трубобетонных стержней по первому предельному состоянию по устойчивости, сохраняющую стандартную форму общепринятого метода, но применяемую для различных сочетаний стали и бетона.

Проверку несущей способности при осевом сжатии необходимо производить по формуле

$$N \leq \varphi \cdot \Phi_2, \quad (7)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии

При определении φ центрально-сжатые стержни рассматривались как внецентренно-сжатые со случайным эксцентриситетом

$$m = \frac{\lambda}{1000} + 0,05. \quad (8)$$

Для промежуточных марок бетона значение φ определяется линейной интерполяцией.

Школой Стороженко Л. И. [2] рассматривается методика расчета сжатых элементов по приведенному к стали сечению. Этот метод расчета является приближенным и используется для ориентировочной оценки несущей способности сталебетонных элементов. Расчет производится с выполнением условий устойчивости в плоскости действия моментов. Методика расчета рассматривается на примере сжатых элементов из стальных двутавров с заполненными бетоном боковыми пустотами. Значения коэффициентов и расчетные формулы берутся со СНиП II-23-81* [3].

Расчет прочности при внецентренном сжатии выполняется по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A_{\text{ред}}} \leq R_y \gamma_c, \quad (9)$$

где γ_c – коэффициент условия работы конструкции; R_y – расчетное сопротивление стального элемента при растяжении; $A_{\text{ред}}$ – приведенная площадь сечения сталебетонного элемента.

Гибкость сталебетонных элементов при работе на внецентренное сжатие учитывается коэффициентом продольного изгиба φ_e , который определяется с помощью интерполяции по табл. 74 СНиП II-23-81 при известных условной гибкости λ и приведенному относительному эксцентриситету m_{ef} .

Для изучения влияния гибкости на работу сжатых трубобетонных элементов были проведены экспериментальные исследования над гибкими, центрально сжатыми трубобетонными и железобетонными элементами при кратковременном и длительном действии нагрузки и разработаны рекомендации для определения

коэффициента продольного изгиба. С целью выявления влияния гибкости на предельное значение усилия были опробованы при кратковременной нагрузке трубобетонные образцы диаметром 50 мм с гибкостью 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40 и 50.

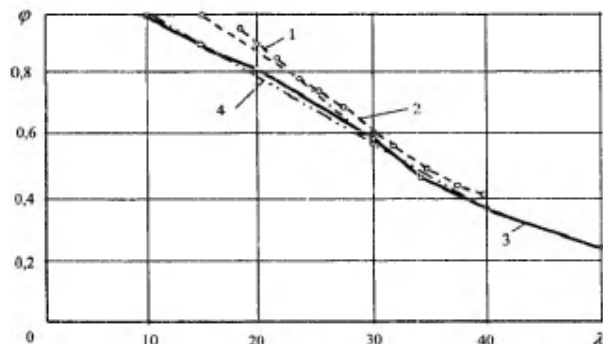


Рис. 1. Графики зависимости $\varphi - \lambda$

Как видно из графика, экспериментальные значения коэффициента продольного изгиба при гибкости в пределах 10...40, которые чаще всего встречаются при практических расчетах, располагаются на прямой линии. Если принять прямолинейную зависимость коэффициента продольного изгиба от гибкости в пределах $\lambda = 10...40$, то можно рекомендовать определять коэффициент продольного изгиба в зависимости от гибкости по формуле

$$\varphi = 1,209 - 0,0209 \cdot \lambda \quad (10)$$

Также были проведены эксперименты на устойчивость при внецентренном сжатии. Опыты проводились над двумя сериями внецентренно-сжатых трубобетонных элементов с длиной 5,6Д; 11,1Д; 21,3Д; 49Д (Д-диаметр элемента).

Коэффициент продольного изгиба предлагается вычислять по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{12CzR_b F_{np}} \left(\frac{l_0}{r_{н.пр}} \right)^2}, \quad (11)$$

где N – нагрузка; R_b – призменная прочность бетона; F_{np} – приведенная площадь поперечного сечения; l_0 – расчетная длина; C – характеристика жесткости; z – коэффициент, который определяется по формуле

$$z = \frac{r_m(a+b) - Nr_m}{r_m(a+b) - Nr_m - Ne_0}, \quad (12)$$

где r_m – внешний радиус трубы; e_0 – начальный эксцентриситет;

$$a = R_b A_b \beta_{вн} \quad b = R_y A_s \alpha_{вн}, \quad (13)$$

где R_b – призменная прочность бетона; R_y – сопротивление стали трубы сжатию; A_b – площадь поперечного сечения бетонного ядра; A_s – площадь поперечного сечения стальной трубы; $\beta_{вн}$, $\alpha_{вн}$ – коэффициенты, которые учитывают совместную работу бетона и стальной трубы.

Значение несущей способности гибкого внецентренно сжатого трубобетонного элемента рекомендуется определять по формулам: при $a \geq 0,5$

$$N \leq \frac{r_m}{e_0 \eta + r_m} (R_b A_b \beta_{вн} + R_y A_s \alpha_{вн}); \quad (14)$$

при $a < 0,5$

$$N \leq \frac{1}{\pi e_0 \eta} \left(\frac{2}{3} R_b A_b r_b k^3 \beta_{вн} + 2 R_y A_s k \alpha_{вн} \right), \quad (15)$$

где r_b – радиус бетонного ядра; α – половина центрального угла, который ограничивает сжатую зону

$$a = \frac{R_s A_s + N}{2 R_s A_s + R_b A_b} \quad k = \frac{a}{0,05 + 0,9 \cdot a}. \quad (16)$$

Теоретическая оценка устойчивости сжатых гибких трубобетонных стержней была проведена Ермоленко Д. А. [4]. Как свидетельствуют многочисленные экспериментальные исследования, для определения предельной нагрузки гибких сжатых трубобетонных элементов следует учитывать гибкость уже при относительной длине, большей чем 10. Несущая способность таких элементов по сравнению с короткими оказывается на 30...80 % меньше. Основой этих разработок послужили результаты экспериментальных исследований. Поэтому такие методики имеют частный характер и не могут распространяться на весь спектр разнообразия геометрических параметров трубобетонных элементов и физико-механических характеристик применяемых материалов.

Была разработана методика оценки устойчивости внецентренно сжатых трубобетонных стержней с учетом действительной работы материалов. При решении задачи устойчивости внецентренно сжатого трубобетонных стержня, с использованием разработанного метода, в ос-

нову расчета был положен энергетический метод, согласно которому предварительно задается форма потери устойчивости стержня и вычисляется для него полная потенциальная энергия. При этом принятие формы потери устойчивости и вычисления энергии выполняются для отдельного элемента, а затем последняя добавляется к энергии всего стержня.

Вектор перемещения всей системы состоит из векторов отдельных сечений и имеет вид

$$\{\Theta\} = (\{\vartheta_i\}, \{\omega_i\}, \{u_i\}). \quad (17)$$

Компоненты вектора нагрузки соответствуют компонентам вектора перемещений

$$\{F\} = (\{P_z\}, \{P_p\}, \{M_{pz}^F\}). \quad (18)$$

Напряженно-деформированное состояние трубобетона в соответствии с дискретной моделью описывается вектором усилия

$$\{S^{sb}\} = (\{N_z^{sb}\}, \{M_{pz}^{sb}\})^T. \quad (19)$$

Потенциальная энергия такой дискретной модели есть функция от всех параметров

$$\begin{aligned} U^{sb} &= U(\varphi_1, \omega_1, u_1, \dots, \varphi_n, \omega_n, u_n) = \\ &= U(\xi_1, \xi_1, \xi_1, \dots, \xi_{3n-2}, \xi_{3n-1}, \xi_{3n}) \end{aligned} \quad (20)$$

Уравнение равновесия при этом будет иметь вид

$$\begin{aligned} \frac{\partial U^{sb}}{\partial \xi_1} &= B_{11}\xi_1 + B_{12}\xi_2 + \dots + B_{1(3n)}\xi_{3n} = 0; \\ \frac{\partial U^{sb}}{\partial \xi_2} &= B_{21}\xi_1 + B_{22}\xi_2 + \dots + B_{2(3n)}\xi_{3n} = 0; \\ \frac{\partial U^{sb}}{\partial \xi_{3n}} &= B_{(3n)1}\xi_1 + B_{(3n)2}\xi_2 + \dots + B_{(3n)(3n)}\xi_{3n} = 0; \\ B_{ij} &= \frac{\partial^2 U^{sb}}{\partial \xi_i \partial \xi_j}. \end{aligned} \quad (21)$$

Анализ устойчивости внецентренно сжатого трубобетонного стержня зависит от изгибающего и осевого деформирования конструкции. Поэтому задача устойчивости по дискретной модели расчетной схемы не может быть сформулирована независимо от анализа напряженно-деформированного состояния отдельного элемента.

В исследованиях Э. Д. Чихладзе [5] были определены значения критических напряжений в зависимости от отношения $1/d$ и найдены

коэффициенты продольного изгиба. Величина критической нагрузки тонкостенного круглого стержня, заполненного бетоном, определялась по формуле

$$F_{kp} = \frac{\pi^2 TJ}{l^2} \quad (22)$$

где l – длина стержня; TJ – переменная жесткость трубобетонного стержня.

$$TJ = E_6 \int_{\omega_6} z^2 d\omega_6 + E_1 \int_{\omega_1} z^2 d\omega_1 + E \int_{\omega_2} z^2 d\omega_2, \quad (23)$$

где ω_6 – площадь сечения сжатой зоны бетона с модулем E_6 ; ω_1 – площадь сечения сжатой зоны трубы с модулем E_1 ; ω_2 – площадь сечения растянутой части трубы с модулем упругости E ; z – расстояние от нейтральной оси до центра тяжести рассматриваемой зоны сечения.

В упругой стадии модули одинаковы на выпуклой и вогнутой стороне стержня, а нейтральная ось проходит через центр тяжести сечения. При работе элемента в зоне пластических деформаций нейтральная ось будет смещаться относительно центра тяжести сечения, при этом на вогнутой стороне модуль будет переменным, зависящим от напряжений в оболочке, а на выпуклой – постоянным, вследствие разгрузки напряжений.

Коэффициент продольного изгиба следует определять по формуле

$$\varphi = F_{kp} / F_{пч} \quad (24)$$

где F_{kp} – критическая сила центрально сжатого стержня; $F_{пч}$ – сила, найденная из условной прочности центрально сжатого стержня.

После анализа существующих методик расчета на устойчивость гибких трубобетонных элементов, можно сделать вывод, что использование эмпирических коэффициентов при расчетах трубобетонного элемента на прочность и устойчивость, не в полной мере учитывают совместную работу бетонного ядра и стальной оболочки. В этих расчетах остается нерешенным вопрос о контактном взаимодействии ядра и оболочки, что в свою очередь не дает нам полного представления о работе сталебетонного элемента как единой системы.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Кикин, А. И., Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном [Текст] / А. И. Кикин,

- Р. С. Санжаровский, В. А. Труль. – М.: Стройиздат, 1974. – 145 с.
2. Стороженко, Л. І., Трубобетон [Текст]: монографія / Л. І. Стороженко, Д. А. Єрмоленко, О. І. Лапенко. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – 306 с.
 3. СНиП II-23-81* Стальные конструкции [Текст]. – 2011. – 172 с.
 4. Єрмоленко, Д. А. Напружено-деформований стан трубо бетонного елемента при позацентровому стисненні [Текст] / Д. А. Єрмоленко // *Строительство, материаловедение, машиностроение*: сб. науч. тр. / Днепропетровск, ПГАСА. – Д.: 2011. – Вып. № 61. – С.172-175.
 5. Чихладзе, Э. Д. Несущая способность сталебетонных конструкций в условиях статического и динамического нагружения [Текст]: дисс. ... д-ра техн. наук., защищена 05.23.01. – Харьков, 1985. – 35 с.

Поступила в редколлегию 21.06.2012.
Принята к печати 11.07.2012.

Д. Г. ПЕТРЕНКО (Українська державна академія залізничного транспорту, Харків)

ВИЗНАЧЕННЯ ЗАЛЕЖНОСТІ КОЕФІЦІЄНТУ ПОВЗДОВЖНЬОГО ЗГИНУ ВІД ГНУЧКОСТІ СТАЛЕБЕТОННОГО ЕЛЕМЕНТУ

У статті розглянуті існуючі методики з розрахунку на стійкість сталебетонних елементів з урахуванням залежності коефіцієнту повздовжнього згину від гнучкості елемента.

Ключові слова: сталебетонний елемент, повздовжній згин, гнучкість елемента, коефіцієнт повздовжнього згину

D. G. PETRENKO (Ukrainian State Academy of Railway Transport, Kharkov)

BUCKLING COEFFICIENT DEPENDENCE DETERMINATION FROM THE FLEXIBILITY OF STEEL CONCRETE ELEMENT

The article describes current methods for calculating the stability of reinforced concrete elements, taking into account the dependence of the longitudinal bending of the flexible element.

Keywords: reinforced concrete element, buckling, flexible element, the coefficient of buckling

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПРОЛЁТНОГО СТРОЕНИЯ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

В статье рассматривается напряженное состояние предварительно напряженной железобетонной балки типового пролетного строения эксплуатируемого на железной дороге, описаны результаты исследования напряженного состояния железобетонной балки с применением смешанного армирования и с изменением формы поперечного сечения.

Ключевые слова: железобетон, предварительно напряженное состояние, балка, пролётное строение, изополя напряжений, натяжение, локальные (местные) напряжения, высокопрочная арматура, стержневая арматура, анкер, метод конечных элементов МКЭ, трещиностойкость, раскрытие трещин, главные растягивающие (сжимающие) напряжения

На протяжении ряда лет проектирование предварительно напряженных железобетонных конструкций ориентировалось на полное предварительное напряжение, при котором не возникает растягивающих напряжений от эксплуатационных нагрузок. Такой путь развития железобетонных конструкций приводил к неоправданным расходам арматурной стали. В предварительно напряженных железобетонных элементах усложняется размещение предварительно напряженной арматуры согласно эпюрам материалов, т.е. тяжело практически выполнить обрыв арматур по длине конструкции. Вторым важным недостатком «чисто» предварительно напряженных железобетонных конструкций является необходимость прикладывания больших усилий на силовые формы при натяжении арматур и обжима бетона при передаче усилий из упоров на бетон.

Усовершенствование конструктивных форм и армирование железобетонных предварительно напряженных пролётных строений идет следующими направлениями [1]:

- определение активного предварительного натяжения высокопрочной арматуры (полное или частичное натяжение);
- переход от двутаврового сечения к простому тавровому;
- усовершенствование конструкции пучков высокопрочной арматуры;
- применение смешанного армирования и прочее.

Для настоящего исследования принято предварительно-напряженное железобетонное пролётное строение двутаврового сечения полной длиной 18,7 м с расчетным пролётом 18,0 м

согласно типового проекта Инв. № 556/13-2 «Сборные пролетные строения из предварительно-напряженного железобетона длиной 16,5...27,6 м. для железнодорожных мостов» (рис. 1). Балка армирована высокопрочной проволочной арматурой класса В-II, пучок состоит из 24 проволок диаметром 5 мм, класс бетона В40. Каждый пучок, согласно эпюры материалов, крепится в бетоне конструкции с помощью каркасно-стержневых анкерных устройств.

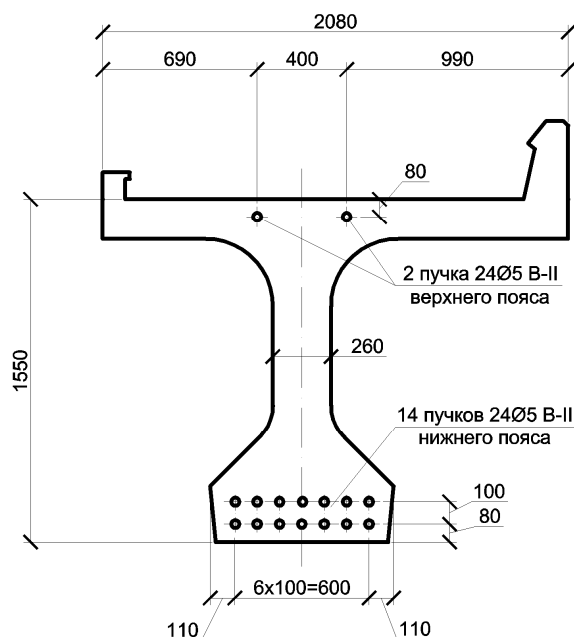


Рис. 1. Поперечное сечение балки в середине пролета

Изначально для более детального изучения напряженного состояния предварительно-напряженной балки в программном комплексе ЛИРА была создана и в дальнейшем загружена компьютерная конечно-элементная модель

блока пролетного строения. Акцент был сделан на работу балки в стадии эксплуатации, поэтому нагрузки от внешних сил были заданы соответственно для этой стадии, напряжения в пучках рабочей арматуры задавались с учетом всех потерь, хотя анализ балки в стадии монтажа не был исключен. Для демонстрации полученных результатов на рис. 2 показаны изополя нормальных напряжений блока пролетного строения в плане (вид сверху), в продольном разрезе по оси балки и в поперечных сечениях. По изополям видно, что балка полностью обжата. Этим подтверждается аналитический расчет.

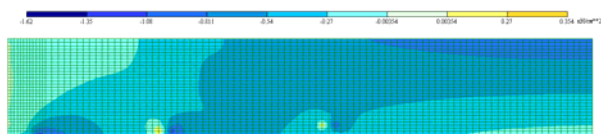


Рис. 2. Изополя нормальных напряжений блока пролетного строения (продольный разрез по оси блока)

В отличие от приопорного участка в середине балки за счет несимметричности сечения и сил предварительного обжатия возникает поворот изополей нормальных напряжений (рис. 3), что не свойственно для существующих алгоритмов расчетов (рис. 4).

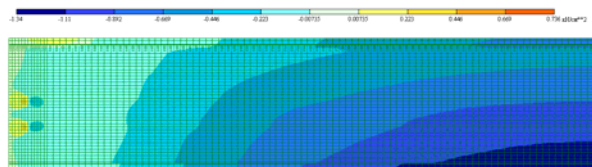


Рис. 3. Изополя нормальных напряжений блока пролетного строения в плане

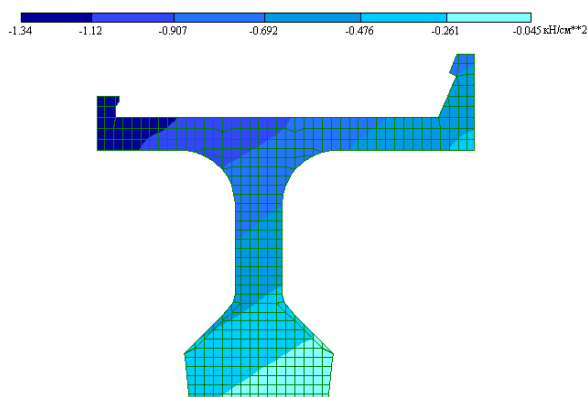


Рис. 4. Изополя нормальных напряжений блока пролетного строения в середине пролёта

Основным недостатком предварительного обжатия является появление локальных сжи-

мающих и локальных растягивающих напряжений в зоне анкеровки пучка (рис. 4).

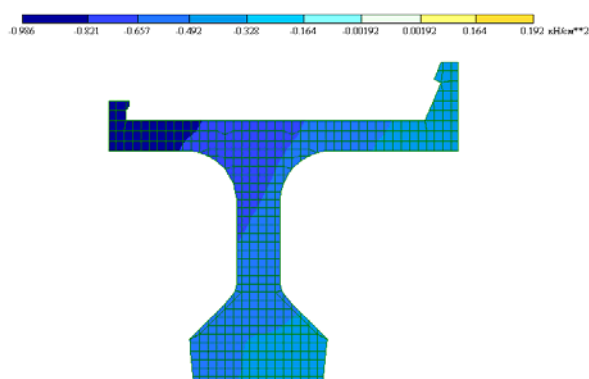


Рис. 5. Изополя нормальных напряжений в сечении блока пролётного строения по анкеру напряженной арматуры

Далее на рис. 5 показано, что растягивающие напряжения за анкерами действительно возникают и их величина варьируется от 0,2 до 11,8 МПа, что значительно превышает расчетное сопротивление бетона растяжению и приводит к его разрушению в этих местах.

Максимальные сжимающие напряжения в бетоне перед анкерами составляют 14,8 МПа, что приемлемо для работы бетона, так как расчетное сопротивление бетона класса В40 на сжатие – 20,5 МПа.

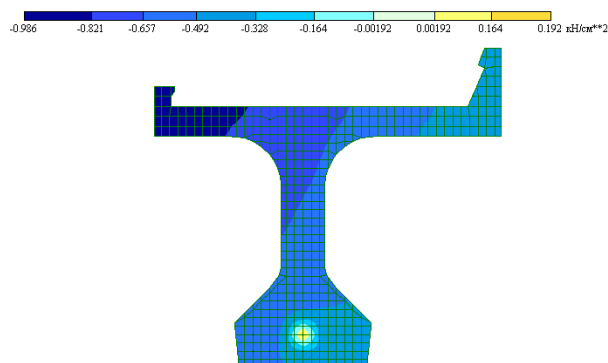


Рис. 6. Изополя нормальных напряжений в сечениях блока пролётного строения расположенных за анкером

Задача стояла в уменьшении таких опасных зон, то есть в уменьшении количества напряженных пучков высокопрочной арматуры. Это достигалось путем применения смешанного армирования при замене допустимого числа высокопрочных пучков на обычную стержневую арматуру. Элементы со смешанным армированием имеют преимущества перед «чисто» предварительно напряженными. Использование ненапряженной арматуры в предварительно

напряженных железобетонных конструкциях уменьшает потери предварительного напряжения в арматуре от ползучести бетона, что положительно сказывается на работе конструкций.

Изначально для расчетов была взята арматура класса А-III с расчетным сопротивлением растяжению 330 МПа, но результаты показали, что применение этого класса не логично, потому что необходимо относительно большое её количество, что с конструктивной и экономической стороны не целесообразно. Поэтому дальнейшие расчеты велись с использованием арматуры класса А-IV, которую разрешается применять в железобетонных конструкциях со смешанным армированием.

Изначальной задачей была замена верхнего ряда пучков предварительно напряженной арматуры на стержневую арматуру с дальнейшим отгибом её по эпюре материалов в сжатую зону бетона. То есть последовательно проводилась замена одного, двух, трех пучков и так до замены всех пучков верхнего ряда напряженной арматуры. Каждое сечение подвергалось проверкам согласно ДБН В.2.3-14:2006 [2] по первой и второй группе предельных состояний. Результаты расчетов были подтверждены МКЭ. По результатам исследования получили четыре графика, приведенные на рис. 6, 7, 8 и 9.

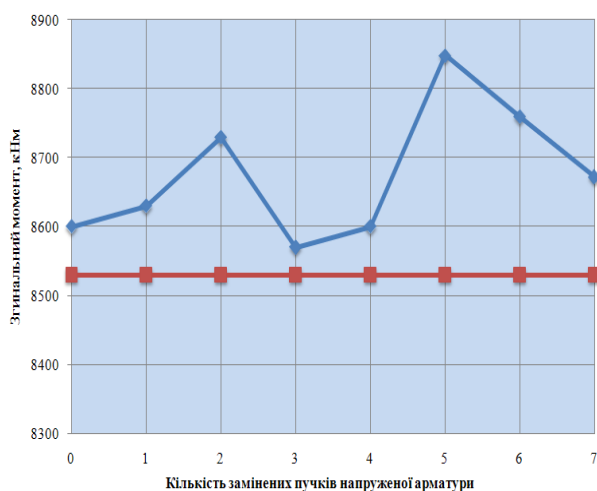


Рис. 7. График зависимости величины изгибаемого момента в середине пролета от количества замененных пучков

На графике (см. рис. 6) видно, что замена любого количества пучков не оказывает влияния на несущую способность балки по изгибающему моменту. Красная линия – максималь-

ный изгибающий момент в середине балки от расчетных нагрузок.

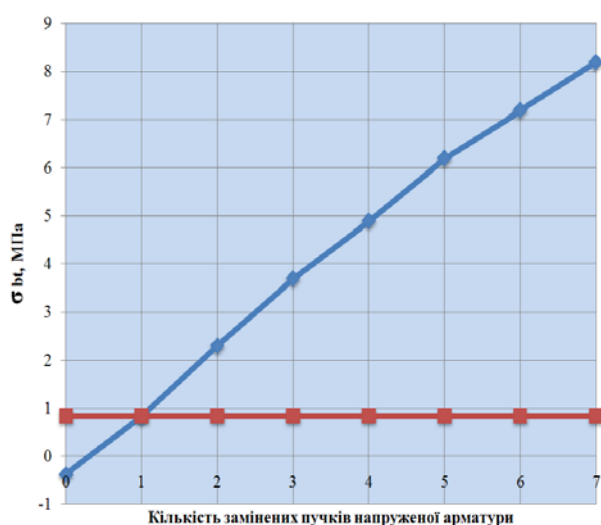


Рис. 8. График зависимости растягивающих напряжений в середине пролета от количества замененных пучков

На графике (см. рис. 7) видно, что растягивающие напряжения при замене двух и более пучков имеют значения больше граничных (красная линия на графике), которые составляют $0,4R_{bt,ser} = 0,84$ МПа. Следовательно, возможна замена одного пучка.

На третьем графике (см. рис. 8) показано, что замена всех пучков верхнего ряда (7 шт) приводит к превышению главных граничных сжимающих напряжений в стенке ребра балки. Согласно рассмотренного графика, допустима замена 6 пучков верхнего ряда.

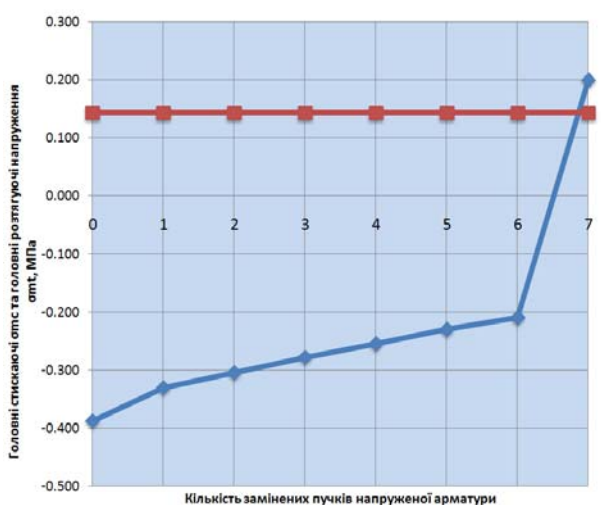


Рис. 9. График зависимости главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в ребре балки от количества замененных пучков

Для исследования зависимости раскрытия трещин под нагрузкой от количества замененных пучков построен четвертый график (см. рис. 9), который показывает, что появление трещин при замене одного пучка не происходит. При увеличении количества замененных пучков напрягаемой высокопрочной арматуры на ненапрягаемую стержневую происходит появление трещин, и их раскрытие под нагрузкой возрастает пропорционально количеству установленных стержней. При замене всего верхнего ряда высокопрочной арматуры на стержневую величина раскрытия трещин составляет 0,0123 см. Что согласно ДБН В.2.3-14:2006, допустимо для пролетных строений с применением напрягаемой арматуры из высокопрочных стержней.

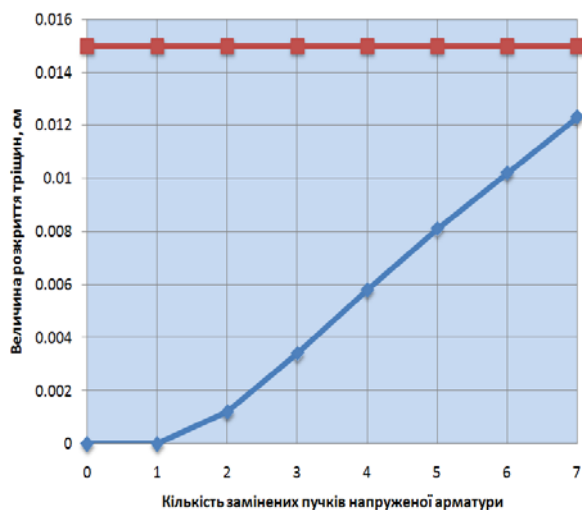


Рис. 10. График зависимости раскрытия трещин от количества замененных пучков

Вторым этапом была замена нижнего ряда пучков напрягаемой арматуры на стержни арматуры класса А-IV. Целью этого расчета было завести стержневую арматуру за места опирания пролетного строения, снять местные напряжения в опорном участке и снизить вероятность коррозии предварительно напрягаемой проволочной арматуры. Замена проводилась последовательно, также как и в первом варианте, но уже для пучков нижнего ряда. Результаты расчетов также были подтверждены МКЭ. Согласно выполненным расчетам, проверка на растягивающие напряжения в нижнем поясе балки также, как и на первом этапе, проходит сечение с одним замененным пучком.

Третий этап был связан с заменой распределительной арматуры (три стержня диаметром

6 мм) на шесть стержней обычной арматуры диаметром 14 мм с последовательным исключением пучков напрягаемой арматуры. По результатам расчета удалось исключить из работы один пучок № 5, тем самым убрать местные напряжения в бетоне от анкеровки этого пучка.

В продолжении темы усовершенствования предварительно напряженных пролетных строений также были выполнены следующие исследования:

1. Применяв частичное обжатие, а именно уменьшив силы натяжения пучков высокопрочной арматуры при условии, что растягивающие напряжения в нижней грани ребра балки примерно равны $0,4R_{bt,ser}$ согласно условию трещиностойкости, удалось уменьшить местные растягивающие напряжения в бетоне за анкером на 4 МПа, а сжимающие перед анкером на 2,5 МПа.

2. Изменив двутавровое поперечное сечение балки на относительно простое тавровое с наклонными стенками (рис. 10) удалось убрать множество конструктивных и технологических недостатков. Размеры поперечного сечения подбирались с условия расположения 8 пучков по 42 проволоки диаметром 5 мм в каждом. При этом строительная высота балки была сохранена. Такой подход позволит уменьшить расход бетона и облегчить процесс ее изготовления, применив более простую конструкцию опалубки и конструкцию арматурного каркаса.

3. Для таврового поперечного сечения балки рассмотрены два варианта анкеровки пучков преднапрягаемой арматуры. В первом варианте анкеровка пучков напрягаемой арматуры в выполнялась согласно эпюры материалов. Во втором варианте анкеровка выполнялась конструктивно на основании постепенного уменьшения расстояния между анкерами. В результате чего достигнуто оптимальное расположение анкеров с расстоянием 50 см друг от друга. При исследовании на модели данное расположение позволило убрать местные растягивающие напряжения за первыми от середины двумя рядами анкеров и создать в этих зонах незначительные сжимающие напряжения приемлемые для нормальной работы бетона. Также позволило снизить до минимума зону распространения местных растягивающих напряжений под анкерами пучков третьего от середины ряда.



Рис. 11. Замена двутаврового поперечного сечения на тавровое с наклонными стенками

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Иосилевский, Л. И. Железобетонные пролётные строения мостов индустриального изготовления [Текст] / Л. И. Иосилевский, А. В. Носарев, В. П. Чирков, О. В. Шепетовский. – 1986
2. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.

Поступила в редколлегию 06.08.2012.
Принята к печати 20.08.2012.

М. М. ПОПОВИЧ, І. В. КЛИМЕНКО (ДІІТ)

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ З ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ

У статті розглядається напружений стан попередньої напруженої залізобетонної балки типової прогонової будови, яка експлуатується на залізниці, описані результати дослідження напруженого стану залізобетонної балки із застосуванням змішаного армування та зі зміною форми поперечного перерізу.

Ключові слова: залізобетон, попередньо напружений стан, балка, прогонова будова, ізополя напружень, натяг, локальні (місцеві) напруження, високоміцна арматура, стержнева арматура, анкер, метод скінчених елементів МСЕ, тріщиностійкість, розкриття тріщин, головні розтягуючі (стискаючі) напруження

М. М. ПОПОВИЧ, І. В. КЛИМЕНКО (Dnipropetrovsk National University of Railway Transport)

RESEARCH OF STRESS STATE OF THE PRESTRESSED REINFORCED CONCRETE SPAN

State of the prestressed reinforced concrete girder of the typical project of the span that is operating on the railroad is considered. The results of researching the stress state of reinforced concrete girder with the using of mixed reinforcing and with the changing of the cross-section are described.

Keywords: reinforced concrete, prestressed state, girder, span, stress isofields, tensioning, local stresses, high-strength reinforcement, reinforcement rod, anchor, finite element method FEM, crack resistance, crack opening, principal tensile and compressive stresses

П. В. ПОПРУГА, Л. А. ШЕЙНИЧ, М. Г. МИКОЛАЕЦ (Государственное предприятие «Научно-исследовательский институт строительных конструкций», Киев)

СТРОИТЕЛЬСТВО АВТОМОБИЛЬНОЙ ЭСТАКАДЫ (ВИАДУК) ТЕРМИНАЛЬНОГО КОМПЛЕКСА «D» ДМА «БОРИСПОЛЬ» г. КИЕВ

В статье рассмотрено технологию строительства автомобильной эстакады (виадука) терминального комплекса «D» ДМА «Борисполь». Представлено краткое описание технологического регламента на строительство. Описана технология производства различных работ: от монтажа опалубки до бетонирования и ухода за бетоном. А также описан процесс подбора составов тяжелого бетона.

Ключевые слова: строительство, технология производства, опалубка, тяжелый бетон

При строительстве автомобильной эстакады (виадук) терминального комплекса «D» ДМА Борисполь, Киев, Украина сотрудниками ГП НИИСК выполняли научно-техническое сопровождение. Уникальность этого объекта состоит в том, что он полностью выполнен из монолитного железобетона.

Перед бетонированием конструкций эстакады сотрудниками ГП НИИСК были разработаны технологические регламенты на бетонирование конструкций эстакады. Регламенты были предназначены для обеспечения качества строительных работ, а также уменьшения вероятности образования трещин бетона фундаментов, опор, капителей и пролетного строения. Регламенты разрабатывались на основании проекта 1344/09/UBH-SC-CW-100-ПЗ разработанного Государственным предприятием «Научно-исследовательским и проектно-изыскательским институтом транспортного строительства «Киевгипротранс» для возведения монолитных конструкций автомобильной эстакады (виадук) терминального комплекса «D» ДМА «Борисполь» как при плюсовых температурах, но не выше +25 °С так и при отрицательных температурах, но не ниже –20 °С.

В регламенте были изложены основные требования к процессам производства бетонных работ, а также к материалам и их качеству. В нем учтены условия производства работ: температура окружающей среды, качество используемых материалов, оснастки и оборудования, и другие факторы. При его разработке учтены требования действующих нормативных документов и технических условий, а также современный опыт возведения сложных железобетонных конструкций в разных инженерных сооружениях на территории Украины и за рубежом.

Регламенты состояли из таких основных разделов и подразделов:

- характеристика конструкции;
- требование к опалубке и армированию;
- бетонные работы:
- требование к бетону;
- требование к бетонной смеси;
- производство бетонной смеси;
- подготовительные работы для бетонирования на стройке;
- устройство тепляка и подготовка оборудования для электропрогрева бетона (при отрицательных температурах);
- способы ухода за бетоном при положительных температурах;
- подготовка механизмов: бетононасосов и вибраторов;
- подготовка поста для контроля качества бетонной смеси;
- производство бетонных работ;
- уход за бетоном;
- контроль температуры бетона конструкций;
- контроль качества;
- приемочный контроль качества бетона по физико-механическим характеристикам;
- общая схема контроля качества бетонных смесей, условий выдерживания бетона и качества бетона;
- охрана труда.

Также, сотрудниками ГП НИИСК был выполнен подбор составов бетонов для бетонирования всех конструкций автомобильной эстакады как летнего, так и зимнего бетонирования.

На рис. 1 показана часть запроектированной автомобильной эстакады до строительства.

Для бетонирования ростверков, опор, ригелей и пролетного строения использовалась строительная опалубка торговой марки TMS, Турция, которая соответствует требованиям ГОСТ 27321. Во время монтажа опорных лесов и элементов опалубки конструкций, инстру-

ментального определения положения и соответствия проекту опалубку очищали от мусора и продували сжатым воздухом. При монтаже опалубочных щитов была обеспечена герметичность стыков между ними, что исключило потери цементного теста при виброуплотнении бетонной смеси.

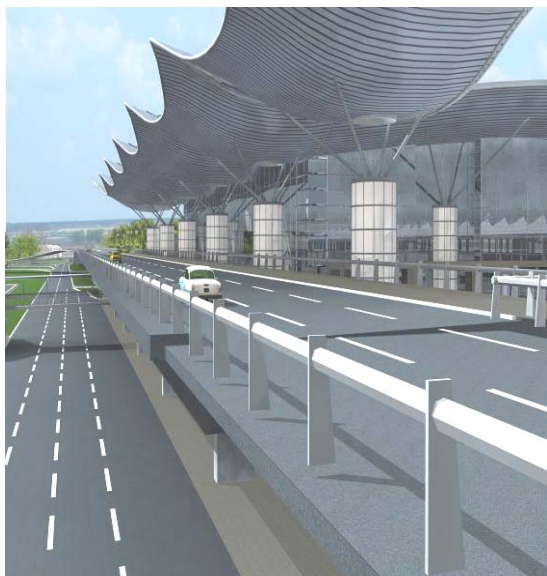


Рис. 1. Вид автомобильной эстакады (виадук) терминального комплекса «D» ДМА «Борисполь»

Температура поверхности опалубки перед укладкой бетонной смеси в зимнее время была не ниже 0°C , то есть положительной. Поэтому при температуре опалубки 0°C и ниже ее разогревали теплым воздухом до температуры не ниже $+5^{\circ}\text{C}$.

Арматурная сталь и сортовой прокат, арматурные изделия, закладные элементы и их расположение в опалубке соответствовали требованиям проектной документации и соответствующим стандартам.

На рис. 2 показана подготовленная к бетонированию захватка пролетного строения с соответствующим армированием.



Рис. 2. Подготовка захватки пролетного строения к бетонированию

С целью контроля температуры в разных зонах бетонлируемых ростверков, опор, ригелей и пролетного строения устанавливались термомпары.

Термомпары крепились к арматурному стержню проволочными скрутками и устанавливались вместе с ним в конструкцию непосредственно перед бетонированием. Выпуски термомпар выводили поверх влаготеплозащитного покрытия и сохраняли до окончания возведения конструкции.

Приготовление бетонной смеси осуществлялось по стандартной технологической схеме с учетом требований ДСТУ Б В.2.7-96 по точности дозирования материалов и особенностей, связанных с порядком загрузки и перемешивания компонентов. На рис. 3 показан завод для производства товарного бетона, который использовался при строительстве эстакады.



Рис. 3. Завод для производства товарного бетона

Работы по непрерывному бетонированию отдельной конструкции (рисунок 4) начинались после завершения армирования и установки опалубки с последующей очисткой бетонлируемого пространства и арматуры от грязи, мусора и посторонних предметов и выполненных подготовительных работ.

Подготовительные работы включали следующие мероприятия:

- устройство тепляка или подготовка оборудования для электропрогрева бетона (при отрицательных температурах);
- подготовку влаготеплозащитных материалов;
- подготовку механизмов: бетононасосов и вибраторов;
- подготовку поста для контроля качества бетонной смеси;
- ревизию системы энергообеспечения и обеспечение техники безопасности.



Рис. 4. Бетонирование захватки пролетного строения

Для укрытия открытых поверхностей ростверка применялся рулонный полиэтилен, с помощью которого устраивалось паровлагонепроницаемое покрытие для предотвращения усадки бетона.

Подготовка бетононасоса к работе заключалась в его прокатке «смазочным» или «промывочным» цементным раствором. Вибраторы для уплотнения бетонной смеси применяли с длиной «хобота», достаточной для уплотнения бетонной смеси в основании конструкций.

Пост контроля качества бетонной смеси находился непосредственно около строительной площадки.

Перерывы при бетонировании конструкций не превышали 20 минут. В этих случаях снижали темп бетонирования и обеспечивали постоянное наличие бетонной смеси в приемном бункере бетононасоса и бетоновоме до прибытия следующего автобетоносмесителя.

Бетонные смеси укладывали в бетонизируемую конструкцию горизонтальными слоями одинаковой толщины без разрывов, с последовательным направлением укладки в одну сторону во всех слоях.

Толщина укладываемого слоя бетонной смеси была не более 1,25 длины вибронаконечника (СНиП 3.03.01-87).

Уплотнение бетонной смеси осуществляли по всему фронту бетонирования с помощью игольчатых вибраторов с диаметром наконечника (вибробулавы) 30...40 мм. Уплотнение начинали на расстоянии 1...1,5 м от места распределения бетонной смеси. Не допускалось виброуплотнение бетонной смеси в месте ее подачи бетоноводом.

Продолжительность виброуплотнения обеспечивало достаточное уплотнение бетонной смеси, признаками окончания виброуплотнения являются:

- прекращение оседания смеси;
- появление блеска цементного молочка на поверхности смеси;
- прекращение выделения пузырьков воздуха.

Способ выдерживания железобетона при зимнем бетонировании зависит от модуля поверхности железобетонных конструкций.

Для данного типа конструкций в табл. 1 (СНиП 3.03.01-87, приложение 9), приведены наиболее экономичные методы выдерживания бетона при зимнем бетонировании.

Таблица 1

Вид конструкции	Минимальная температура воздуха, °С, до	Способ бетонирования
Массивные бетонные и железобетонные фундаменты, блоки и плиты с модулем поверхности до 3	-15	Термос
	-25	Термос с применением ускорителей твердения бетона. Термос с применением противоморозных добавок
Фундаменты под конструкции зданий и оборудование, массивные стены и т. п. с модулем поверхности 3-6	-15	Термос, в том числе с применением противоморозных добавок и ускорителей твердения
	-25	Обогрев в греющей опалубке. Предварительный разогрев бетонной смеси

Способ термоса основан на принципе использования тепла, введенного в бетон до укладки его в опалубку, и тепла, выделяемого цементом в процессе твердения бетона, и является наиболее простым и, как правило, экономичным способом выдерживания бетона.

После окончания бетонирования организовывался уход за бетоном конструкции с целью

набора прочности и предупреждения появления температурно-усадочных трещин. Для этого открытые поверхности конструкции сразу после окончания бетонирования укрывали влагозащитным материалом (рис. 5).

Принцип ухода за бетоном в зимнее время заключался в том, что в тепляк подавался горячий воздух из калориферов, который обеспечи-

вал перепад температур по горизонтали между центром и краем ростверка не более 5 °С и соответственно по вертикали до 7 °С. При увеличении перепада укрывали открытые поверхности теплоизоляционным материалом и увеличивали интенсивность обогрева. На рис. 6 и 7 показано устройство тепляка.



Рис. 5. Устройство паровлагонепроницаемого покрытия



Рис. 6. Устройство тепляка колонны

Обогрев калориферами заканчивали, когда температура поверхности бетона капители и окружающей среды не отличалась более чем на 5 °С.

Увеличение прочности бетона в процессе твердения для различных температур приведено в табл. 2.

На протяжении 7 суток бетон выдерживали в опалубке до набора его 70 % проектной прочности (СНиП 3.03.01-87, п. 2.62, табл. 6).



Рис. 7. Устройство тепляка капители

В теплое время года при выдерживании бетона за счет экзотермии цемента с укладкой бетонной смеси, необходимо знать перепад температуры фундамент - окружающая среда.

Поэтому сразу после бетонирования, конструкции эстакады укутывали 2 слоями теплоизоляционного материала.

В теплое время года влаготеплозащитным покрытием «укутывать» забетонированную конструкцию следует сразу после бетонирования. В местах расположения арматуры, укрывали бетонную поверхность полиэтиленовой пленкой, затем слоем сухих опилок толщиной не менее 30 см, а затем сверху укрывали еще слоем пленки.

При производстве работ в теплое время года для исключения опасности возникновения температурных и усадочных напряжений и, как следствие, трещин и снижения морозостойкости бетона влаготеплозащитное покрытие с поверхностей бетона и производить их распалубку начинали не ранее, чем через десять суток.

Оценка технического состояния железобетонных конструкций после распалубки проводилась сотрудниками ГП НИИСК в присутствии представителей Заказчика на основе технического обследования конструкций, изучения предоставленной заказчиком технической документации.

Оценка технического состояния железобетонных конструкций по результатам обследования выполнялась в соответствии с «Нормативными документами по вопросам обследований, паспортизации, безопасной и надежной эксплуатации производственных зданий и сооружений» [1], «Пособием по обследованию строительных конструкций зданий» [2], ДБН В. 2.3-6: 2009 [3].

Бетонирование конструкций автомобильной эстакады (виадук) терминального комплекса Д ДМА Борисполь выполнено качественно.

Возраст бетона (сут.)	Средняя температура твердения °С							
	0	5	10	20	30	40	50	60
Наращение прочности бетона класса В30 на портландцементе М500 (% от R28)								
1	-	12	18	28	40	55	65	70
2	-	22	32	50	63	75	85	90
3	-	32	45	60	74	85	92	98
5	32	45	58	74	85	96	100	100
7	40	55	66	82	92	100	-	-
14	57	70	80	92	100	-	-	-
28	70	90	90	100	-	-	-	-

Трещин в бетоне конструкций автомобильной эстакады, которые появляются в ранние сроки твердения бетона при саморазогреве, не выявлено.

Прочностные показатели бетона, который использовали при бетонировании пролетного строения в возрасте 28 суток, превышали проектные требования в среднем на 20 %.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Нормативные документы по вопросам обследований, паспортизации, безопасной и надежной

- эксплуатации производственных зданий и сооружений [Текст]. – Пакет документов зарегистрирован в Министерстве юстиции 06.07.98 за №№ 423/2863 – 426/2866.
2. Пособие по обследованию строительных конструкций зданий и сооружений [Текст]. – М.: ЦНИИПРОМЗДАНИЙ. – 1977. – 16 с.
 3. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування [Текст]. – Введ. 2010-03-01. – К. Мін регіон буд. України, 2009. – 42 с.

Поступила в редколлегию 21.06.2012.
Принята к печати 02.07.2012.

П. В. ПОПРУГА, Л. О. ШЕЙНИЧ, М. Г. МИКОЛАЕЦЬ (Державне підприємство «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», Київ)

БУДІВНИЦТВО АВТОМОБІЛЬНОЇ ЕСТАКАДИ (ВІАДУКУ) ТЕРМІНАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ «D» ДМА «БОРИСПІЛЬ» м. КИЇВ

В статті розглянуто технологію будівництва автомобільної естакади (віадука) термінального комплексу «D» ДМА «Бориспіль». Представлено короткий опис технологічного регламенту на будівництво. Описано технологію виробництва різних робіт: від монтажу опалубки до бетонування та догляду за бетоном. А також описано процес підбору складів важкого бетону.

Ключові слова: будівництво, технологія будівництва, опалубка, важкий бетон

P. V. POPRUGA, L. A. SHEYNICH, M. G. MYKOLAYETS (NIISK, Kiev)

CONSTRUCTION OF ROAD FLYOVER (OVERPASS) OF THE TERMINAL COMPLEX «D» OF DMA «BORYSPIL», KYIV

The paper considers the construction technology of road flyover (overpass) of the terminal complex «D» of DMA «Boryspil». Presents a brief description of the technological requirements for construction. The technology of production of different jobs: from installation of the formwork to the concreting and care for the concrete. Also describes the process of selection the compositions of heavy concrete.

Keywords: building, technology of building, jobs, heavy concrete

А. В. РАДКЕВИЧ (ДІТ), Т. В. ТКАЧ (Придніпровська державна академія будівництва і архітектури, Дніпропетровськ)

ОЦІНКА ВІРОГІДНОСТІ МОДЕЛЕЙ ВИБОРУ РЕЖИМІВ ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ

У статті досліджено підхід до оцінки вірогідності організаційно-технологічної надійності на основі методу статистичного моделювання.

Ключові слова: Результативність, комплексний укрупнений сітьовий графік, інвестування, капітальні вкладення, ризик, проект, математичний метод, планування, регулювання, управління, вірогідність, трудомісткість, контроль

Однією з причин, що ускладнюють знаходження абсолютно оптимального рішення розподілу капітальних вкладень і на їх основі виробництва будівельно-монтажних робіт, є випадковий характер значення t_{ij} робіт, яке знаходиться між оптимістичною a_{ij} і песимістичною b_{ij} , оцінками тривалості робіт, що виконуються за очікуваний час.

Час виконання всіх робіт є випадковими величинами з відомим законом розподілу. Загальний час (критичний шлях) виконання всього комплексу, представленого комплексним укрупненим сітьовим графіком (КУСГОм), розглядається як функція випадкових величин, тобто $T = \sum t_{ij}$. Поставлена задача буде вирішена, якщо знайдемо функцію розподілу випадкової величини T , тобто $F^*(T) = P(T \leq T_3)$.

Закон розподілу випадкової величини T_{kr} є композицією законів розподілу випадкових величин тривалості робіт, що належать критичному шляху.

Для визначення статистичної функції розподілу $T - F^*(T) = P(T \leq T_3)$ використовується ідея методу Монте-Карло, тобто методу моделювання розробленої сітьової моделі. Для цього виконується "розігрування" на ЕОМ графіка шляхом моделювання випадкового явища за допомогою деякої процедури, що дає випадковий результат (по методу інверсій).

Як, показує практика конкретне здійснення процесу [1] проходить кожного разу інакше, так само і в результаті «розігрування» виходить одна реалізація випадкового явища. Виконуючи «розігрування» задане число раз (наприклад, 200, 500), одержимо статистичний матеріал – безліч реалізацій випадкового явища, який можна обробити методами математичної статистики.

Прийом статистичного моделювання сітьового графіка з використанням ЕОМ виявляється простіше особливо для складних операцій, в яких беруть участь велике число елементів (машин, людей, колективів) і в яких випадкові чинники складним чином взаємодіють між собою. Тут сама випадковість безпосередньо включається в процес моделювання і є його істотним механізмом.

У всіх методах визначення оптимальних рішень виробництва робіт, що розглядаються нами, ми оперуємо тільки детермінованими, найвірогіднішими оцінками t_{ij} . Проте після побудови оптимального рішення практичний інтерес представляють такі питання, як визначення діапазону розкиду часу виконання робіт, який закон розподілу випадкової величини T , з якою вірогідністю можна чекати освоєння вкладень і подальше виконання робіт за той або інший наперед заданий час T ?

З найбільшою достовірністю можна відповісти на поставлені питання після статистичних випробувань сітьової моделі робіт.

У більшості робіт, що досліджують питання теоретико-вірогідності тимчасових оцінок в системі сітьового планування і управління (СПУ) наголошується [2], що час виконання будь-яку з вхідних в мережну модель робіт розподілено згідно із законом χ – розподілу, що підтверджує можливість його використання як апріорне.

Вираз густини χ – розподілу має вигляд:

$$P(\tau_{ij}) = (\tau_{ij} - a_{ij})^m (b_{ij} - \tau_{ij})^n \times c, \quad (1)$$

де a_{ij}, b_{ij} – межі області визначення випадкової величини τ_{ij} , розподіленої згідно із законом χ – розподілу; m, n – показники ступеня

($m > 0, n > 0$); c – нормована константа, яка обчислюється, виходячи з умови:

$$\int (\tau_{ij}) \times d\tau_{ij} = 1. \quad (2)$$

Окрім величин a_{ij}, b_{ij} , відповідальний виконавець задає по кожній роботі ще оцінку m_{ij} – моду цього розподілу, який носить назву часу вірогідності.

На основі цих трьох оцінок, що задаються, можна визначити математичне очікування τ_{ij} і дисперсію часу виконання $D(\tau_{ij})$ по формулах:

$$\tau_{ij} = (a_{ij} + m_{ij} + b_{ij}) / 6; \quad (3)$$

$$D(\tau) = (b_{ij} - a_{ij})^2 / 36. \quad (4)$$

Приведені формули носять суб'єктивний характер (як і весь підхід такого роду до оцінок вірогідності). Мірою достовірності розрахунку служить близькість величин a_{ij}, b_{ij}, m_{ij} , що задаються об'єктивним нормативним даним. Крім цього, χ -розподіл характеризують чотири основних параметри a_{ij}, b_{ij}, m, n , які не можуть бути оцінені по трьох заданих характеристиках.

Ця обставина робить неможливим моделювання значень часу виконання робіт методом статистичних випробувань (Монте-Карло).

У роботах [3, 4] запропонована формула χ -розподілу

$$P(\tau) = \frac{12 \times (\tau_{ij} - a_{ij})(b_{ij} - \tau_{ij})^2}{(b_{ij} - a_{ij})^4} \quad (5)$$

яка дозволяє понизити число аналізованих даних із збереженням достатньої точності оцінки і робить можливим моделювання значень часу виконання робіт методом Монте-Карло на основі всього лише двох характеристик a_{ij}, b_{ij} , що задаються. Вирази для визначення $\tau_{ij}, D(\tau)$ у цьому випадку приймають вигляд:

$$\tau_{ij} = (3a_{ij} + 2b_{ij}) / 5; \quad (6)$$

$$D(\tau) = 0,04(b_{ij} - a_{ij})^2. \quad (7)$$

При моделюванні часу виконання кожної роботи немає необхідності в обчисленні ні середньої τ_{ij} , ні дисперсії $D(\tau)$.

У даний час одним з найпоширеніших прийомів побудови випадкових (точніше псевдовипадкових) чисел із заданим законом розподі-

лу є спосіб інверсій, який полягає в наступному.

Хай $P(\tau)$ – густина розподілу випадкової величини τ . Областю її зміни служить інтервал $[a_{ij}, b_{ij}]$. Помістимо область, обмежену віссю абсцис і графіком функції усередині прямокутника, обмеженого віссю абсцис, прямими $\tau_{ij} = b_{ij}$, $\tau_{ij} = a_{ij}$ і прямою $y = \max P(\tau) = M$. Площа такого прямокутника рівна $(b_{ij} - a_{ij})M$. Хай ε_1 і ε_2 – дві рівномірно розподілені випадкові (точніше псевдовипадкові) величини: ε_1 розподілена рівномірно в інтервалі $[a_{ij}, b_{ij}]$, ε_2 – у інтервалі $[0, M]$. Якщо $P(\varepsilon_1) \geq \varepsilon_2$, те число ε_1 приймається як шукана випадкова величина, розподілена за законом $P(\tau)$. Якщо ж $P(\varepsilon_1) < \varepsilon_2$, то пара $(\varepsilon_1, \varepsilon_2)$ відкидається і береться наступна, нова пара. Цей процес продовжується до тих пір, поки знову не матиме місце співвідношення $P(\varepsilon_1) \geq \varepsilon_2$, у цьому випадку ε_1 приймається. Даний спосіб особливо ефективний в тих випадках, коли зміна функцій $P(\tau)$ у інтервалі $[a_{ij}, b_{ij}]$ не велика.

Математичне очікування числа розиграшів двовимірної крапки $(\varepsilon_1, \varepsilon_2)$ для отримання єдиного значення випадкової величини τ_{ij} , (тобто прийнятого ε_1) рівно:

$$m = (b_{ij} - a_{ij}) \times M.$$

Для випадку (5.5) значення M рівне:

$$M = 16 / (b_{ij} - a_{ij}) \times 9.$$

Таким чином, ε_1 моделюється в інтервалі $[a_{ij}, b_{ij}]$, а ε_2 – у інтервалі $[0, 16 / (b_{ij} - a_{ij}) \times 9]$. Якщо випадкова величина розподілена в інтервалі $[0 \dots 1]$ рівномірно (а саме такого роду випадкові послідовності генеруються програмним способом), зведення до випадкової величини τ_{ij} , розподіленої рівномірно в інтервалі $[a_{ij}, b_{ij}]$, (a_{ij}, b_{ij}) – будь-які значення, проводяться за допомогою функціонального перетворення:

$$\tau_{ij} = (b_{ij} - a_{ij})\varepsilon + a_{ij} \quad (8)$$

Практично цілком достатньо вважати всі вхідні в план роботи за часом незалежними, а відповідні їм випадкові величини некорельованими.

У багатьох випадках сітьові моделі мають частину стохастичних робіт. Частковості, що умовно приймаються як вірогідність появи стохастичних робіт (це перш за все усунення виникаючих непередбачених ситуацій) і їх тимчасові оцінки визначаються тільки на основі досвіду. Дрібні роботи в сітьовому графіку доцільно замінити декількома узагальненими.

Перш ніж приступити до дослідження сітьової моделі робіт методом статистичних випробувань, необхідно побудувати робочий початковий мережний графік з включенням в нього, якщо є необхідність, стохастичних робіт.

Якщо називати розігруванням розрахунок сітьової моделі з отриманням значення T за умови, що кожне значення τ_{ij} відбирається методом інверсій згідно із законом χ -розподілу, то для моделювання процесу методом Монте-Карло потрібен порядком $10^3 \dots 10^5$ розігрувань [1].

Розрахувавши мережний графік при $\tau_{ij} = a_{ij}$ (для стохастичних робіт приймається $\tau = 0$), одержимо T_{\min} , потім вважаємо $\tau_{ij} = b_{ij}$ з урахуванням всіх стохастичних робіт, тобто прийнявши для них $\tau = b$, одержуємо T_{\max} , (T_{\max} і T_{\min} є теоретичними крайовими значеннями T). Проміжок T_{\min} і T_{\max} розбиваємо на інтервали $\Delta T_i, T_1 = T_{\min} + \Delta T_i, T_2 = T_1 + \Delta T_i$ і т.д. В області математичного очікування T інтервали ΔT необхідно брати якнайменшими, а на ділянках T_{\min} і T_{\max} інтервали ΔT можна збільшити. Сітьові моделі по розглянутому вище методу визначають кількість значень T , що потрапили в кожний із заданих інтервалів ΔT_i , і відповідні частоти F_1 по виразу

$$F_1 = NN / N_1,$$

де N_1 – кількість розіграшів сітьової моделі на ЕОМ. Значення F_1 необхідне для побудови графіка статистичної функції розподілу $F^*(T) = P(T \leq T_{\text{задан}})$ гістограми частот.

Для побудови графіка статистичної густини розподілу необхідно для кожного інтервалу визначити значення F_2 по виразу $F_2 = F_1 / \Delta T_i$.

Всі набуті значення NN_1, F_1, F_2 зводяться в таблицю статистичного ряду. По значеннях F_2 можна побудувати статистичний графік густини розподілу вірогідності випадкової величини T і визначити параметри функції густини розподілу $f(T)$.

Моделювання сітьових моделей методом Монте-Карло з використанням обчислювальної техніки показало, що без урахування стохастичних робіт розподіл більше відповідає нормальному закону, що має вираз:

$$f(T) = (1/\sigma\sqrt{2\pi}) \times \exp\{-(T - T_{\min}^*) - (T_0 - T_{\min}^*)]^2 / 2\sigma^2\},$$

а з урахуванням стохастичних робіт більше відповідає логарифмічно нормальному закону розподілу, що має вираз

$$f(T) = (M/(T - T_{\min})\sigma\sqrt{2\pi}) \times \exp\{-[1g(T - T_{\min}^*) - 1g(T - T_{\min}^*)]^2 / 2\sigma^2\}$$

де T_0 – медіана статистичного розподілу, тобто таке значення T , при якому площа гістограми зліва рівна площі справа; T_{\min}^* – якнайменше статистичне значення T після N_1 розіграшів; σ – дисперсія статистичного розподілу. Для логарифмічно нормального закону розподілу

$$\sigma^2 = M(1gT_0 - 1gT_M),$$

де T_M – мода статистичного розподілу, тобто T , що має максимальне значення F_1 .

Для нормального закону розподілу

$$\sigma^2 = \sum (T_n - T_0)^2 / N - 1;$$

M – коефіцієнт переходу від натуральних логарифмів до десяткових $M = 0,4343$.

Статистичні T_{\min}^* і T_{\max}^* , як правило, мають значення $T_{\min}^* > T_{\min}$, $T_{\max}^* < T_{\max}$. Це логічно зрозуміло, тобто практично дуже вірогідний такий випадок, коли в сітьовій моделі (особливо в складній) всі роботи виконуються тільки a_{ij} або тільки b_{ij} . Ітерацією $f(T)$ в межах від T_{\min}^* до T_{\max}^* можна визначити вірогідність виконання робіт за наперед заданий час.

Для більшості практичних задач будівельних робіт більш раціонально і значно простіше будувати графік статистичної функції розподілу $F^*(T)$ і по ньому графічно визначити вірогідність виконання графіка робіт за відведений час. Робиться це таким чином. По осі абсцис відкладаються прийняті значення $T_{\min}^*, T_1, T_2, \dots, T_{\max}$. З середини кожного інтер-

валу T будуються ординати, рівні сумі всіх F_1 , включаючи і значення F_1 даного інтервалу.

Наприклад, на ділянці T_1 і T_2 загальна ордината рівна $F_{1T} + F_{1T}$ і т.д. З'єднавши одержані точки кривої, одержуємо графік статистичної функції розподілу $F^*(T)$ (рис. 1).

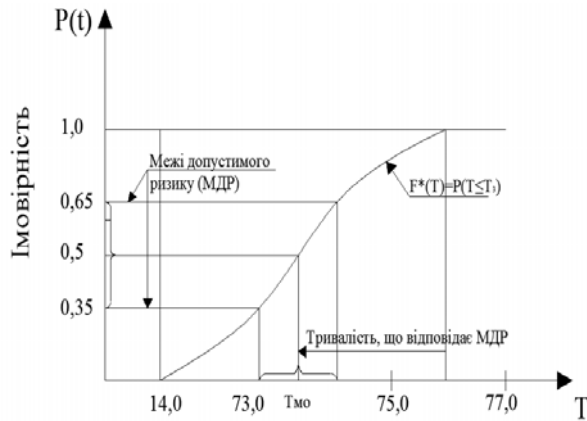


Рис. 1. Графік функції розподілу випадкової величини

Висновок

В роботі досліджено та визначено організаційно-технологічні режими виробничих процесів, підходи до їх вибору на основі багатоваріантних рішень з врахуванням ймовірних факторів впливу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Ушаков, И. А. Курс теории надежности систем: учебн. пособие для вузов [Текст] / И. А. Ушаков. – М.: Дрофа, 2008. – 239 с.
2. Чирков, В. П. Прикладные методы теории надежности в расчетах строительных конструкций [Текст]: учеб. пособие для вузов / В. П. Чирков. – М.: Маршрут, 2006. – 620 с.
3. Острейковский, В. А. Теория надежности [Текст]: учеб. пособие для вузов / В. А. Острейковский. – М.: Высш. шк., 2003. – 463 с.
4. Пичугин, С. Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: [Текст]: монография / С. Ф. Пичугин. – Полтава: ООО «АСМИ», 2009. – 452 с.

Надійшла до редколегії 09.07.2012.
Прийнята до друку 23.07.2012.

А. В. РАДКЕВИЧ (ДИИТ), Т. В. ТКАЧ (Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, Днепропетровск)

ОЦЕНКА ВЕРОЯТНОСТИ МОДЕЛЕЙ ВЫБОРА РЕЖИМОВ ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ

В статье исследован подход к оценке вероятности организационно-технологической надежности на основе метода статистического моделирования.

Ключевые слова: Результативность, комплексный укрупненный сетевой график, инвестирование, капиталовложение, риск, проект, математический метод, планирование, регулирование, управление, вероятность, трудоёмкость, контроль

A. V. RADKEVICH (Dnipropetrovsk National University of Railway Transport),
T. V. TKACH (Prydneprovsk State Academy of Civil Engineering
and Architecture, Dnepropetrovsk)

EVALUATION OF RELIABILITY MODEL SELECTION REGIMES ORGANIZATIONAL PROCESS

The article explored the approach to assessing the likelihood of organizational and technological reliability based on the method of statistical modeling.

Keywords: Performance, an integrated network schedule enlarged, investing, investment, risk, project, a mathematical method, planning, regulation, management, probability, complexity, control

В. С. РАЧКЕВИЧ (ДП ВАТ «ДАК Автомобільні дороги України»),
В. Г. КВАША, Л. В. САЛІЙЧУК (Національний університет «Львівська політехніка»)

ПРОГНОЗУВАННЯ РЕЖИМУ ТИМЧАСОВОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО МОСТА ЗА ПРИВЕДЕНИМ КОЕФІЦІЄНТОМ ЗАПАСУ

Описаний технічний стан струнобетонної прольотної будови моста та методика прогнозування режиму її експлуатації за приведеним коефіцієнтом запасу міцності.

Ключові слова: струнобетонна прольотна будова, технічний стан, приведений коефіцієнт запасу, режим експлуатації

Вступ

Визначення технічного стану залізобетонних мостів відносять до одного з основоположних і технічно складних завдань їх експлуатації [1, 2, 3, 6]. Вважається, що одним з найбільш достовірних і ефективних способів його вирішення є оцінка експлуатаційної надійності споруди в заданий термін її експлуатації [2, 3, 4, 6]. Надійність, тобто ненастання граничного стану на період оцінки технічного стану моста, безпосередньо пов'язана з величиною коефіцієнта запасу, початкове нормоване значення якого відповідає проектуваному (методика розрахунку, конструювання, та ін.), а його зміна (як правило зменшення) в процесі експлуатації визначається зміною величин факторів впливу, основними з яких є: збільшення силових дій і впливів, негативна дія оточуючого середовища, зміна конструктивних параметрів і фізико-механічних характеристик матеріалів, недоліки експлуатації і пов'язане з цим виникнення і розвиток дефектів, зменшення в часі робочих розмірів перерізів та міцності бетону і арматури.

Як відомо, у методі розрахунку за граничними станами змінність розрахункових характеристик і факторів враховують системою статистично обґрунтованих розрахункових коефіцієнтів, введення яких у відповідні розрахункові залежності і формує загальний коефіцієнт запасу міцності. Однак у явному виді в результатах розрахунків він відсутній, що не дає можливості, як продовження цих розрахунків, оцінити надійність конструктивних елементів моста за відомими числовими показниками надійності [2, 5, 6]. Цього протиріччя можна уникнути якщо від часткових коефіцієнтів надійності методу граничних станів перейти до одного, синтезованого на їх основі, приведеного коефіцієнту запасу, який в подальшому можна використати для розрахунку за відомою

методикою [5, 6] кількісних показників надійності – характеристики безпеки (показника надійності) та ін.

З цією метою і розроблена методика розрахунку приведеного коефіцієнту запасу міцності [4, 7] основні положення якої викладені нижче і були використані для оцінки можливостей тимчасової експлуатації прольотної будови моста із струнобетонних балок, з яких дві пари крайніх мали серйозні корозійні ушкодження.

Загальні дані. Мета роботи

Обстежуваний міст через р. Луква в с. Боднарів розташований на км. 82+881 автодороги державного значення Стрий – Чернівці – Мамалига. Його крайній прольот виконаний із типових струнобетонних балок за ВТП-15 довжиною 16,76 м. На даний час міст знаходиться в стані перебудови, причиною якої був очевидний аварійний стан двох пар крайніх балок з обох сторін струнобетонної прольотної будови. Дані балки за технічним станом визнані не ремонтпридатними, відновлення чи підсилення їх практично неможливе і економічно недоцільне. Інші конструктивні елементи існуючого моста також не відповідають сучасним експлуатаційним вимогам. Тому і було прийнято цілком обґрунтоване рішення про його перебудову з заміною прольотних будов, розбиранням існуючих опор і частковою зміною просторового положення нового моста в плані і профілі.

Новий міст зі збільшеним габаритом будуватиметься поряд та частково на місці існуючого. За технологічною схемою виконання робіт прийняте двостадійне будівництво нового моста. Через складність за рельєфом місцевості та додаткові затрати на будівництво тимчасового об'їзного моста, на період будівництва існуючий міст використовують для тимчасового пропуску автотранспорту, а поряд з ним будують

половину нового моста (рис. 1). По завершенні будівництва передбачається її використання для тимчасового пропуску транспорту, після чого існуючий міст буде розібраний і на його місці добудована друга половина нового моста.



Рис. 1. Вид на новий та існуючий міст зверху (а) і знизу (б)

Таким чином на період обстеження перша половина нового моста знаходилась в стадії будівництва, а існуючий міст використовували для пропуску автотранспортних засобів. Однак у зв'язку з аварійним станом двох крайніх балок з обох сторін струнубетонної прольотної будови виникли сумніви в можливості пропуску існуючим мостом великовагових транспортних засобів. Необхідність вирішення цього питання і спричинила проведення обстеження технічного стану існуючого моста та розробки рекомендацій з режиму його тимчасової експлуатації і, зокрема, можливості пропуску великовагових транспортних засобів типу тягачів MAN 19.463 FLT/N «EURO-II», MAN TGA 41.540BBS з тентовими напівпричепами KRONE або рефрижераторами максимальною вагою до 35 т.

Існуючий міст та його технічний стан

Період будівництва моста – кінець 60-х початок 70-х років минулого сторіччя. Загальний вид моста показаний на рис. 2. Матеріалів попередніх обстежень не виявлено. В плані споруда розташована на прямій ділянці траси. Профіль підходів і моста – ухил в сторону Стрия. Підходи до моста в насипу висотою до 7...8 м.

За конструктивною схемою міст залізобетонний балковий, розрізний, трьохпрольотний за схемою 3×16,8 м загальною довжиною 58,4 м і габаритом їздового полотна 8,0 м з тротуарами підвищеного типу шириною 1,0 м.



Рис. 2. Загальний вид існуючого моста

Оскільки проектна і виконавча документація не збереглась, проектні нормовані тимчасові навантаження встановлювали за типовим проектом ВТП-15 струнубетонної прольотної будови [8]. За даними цього проекту прольотна будова розрахована на нормовані тимчасові навантаження Н-30 і НК-80 згідно вимог норм проектування СН200-62.

Конструкція прольотних будов різна. В прольотах 0-1 і 1-2 плитно-ребристі бездіафрагмові довжиною 16,76 м, виконані в монолітному залізобетоні, за геометричними розмірами і армуванням відповідають кресленням типового проекту збірних залізобетонних прольотних будов ТП вип. 56д (1962 року випуску). В поперечному перерізі розташовано сім бездіафрагмових балок з кроком 1,66 м поперек прольоту. Прольотна будова прольоту 2-3 перехресно ребриста, діафрагмова із збірних попередньо напружених струнубетонних балок довжиною 16,76 м за типовим проектом ВТП-15 (розробка ДерждорНДІ) [8, 9]. В поперечному перерізі прольотна будова зібрана з 12-ти балок двотаврового поперечного перерізу з кроком 0,85 м. Поперек прольоту балки об'єднані між собою в просторову перехресно-ребристу систему прольотної будови тільки в площинах поперечних діафрагм, розташованих вздовж прольоту з кроком 2,7 м, шляхом зварювання напівдіафрагм суміжних балок верхніми і нижніми металевими накладками.

Балки армовані попередньо напруженою арматурою у вигляді пакету струн з високоміцного дроту класу ВІІ Ø5 мм розташованих в нижній полиці перерізу балки в кількості 69 Ø5 згідно робочих креслень типового проекту ВТП-15. Розрахунковий опір арматури $R_p = 10750 \text{ кг/см}^2$ (1075 МПа). Міцність бетону неушкоджених балок, визначена неруйнівним способом, відповідає проектній марці М400 (за сучасною класифікацією згідно ДБН В.2.3-14:2006 – клас бетону $B = 0,7786 \times 400 \times 0,0981 \cong 30$). Для перевірочних розрахунків фізико-механічні характерис-

тики бетону можна приймати за рекомендаціями ДБН В.2.3-14 для класу В30. Балки всіх прольотів опираються на підферментними опор через опорні частини ковзання з двох плоских металевих листів.

Мостове полотно включає проїзну частину шириною 8,0 м без смуг безпеки, двосторонні тротуари шириною 1,0 м, додатково влаштоване нестандартне металеве бар'єрне огороження і перильне огороження з залізобетонних стоек і металевих решітчастого заповнення.

Дорожній одяг проїзної частини складається з гідроізоляції, армованого бетонного захисного шару товщиною 30...40 мм і асфальтобетонного покриття товщиною 100...120 мм. Над проміжними і береговими опорами влаштовані деформаційні шви закритого типу з металевим лотком – компенсатором.

Тротуари підвищені із збірних залізобетонних накладних блоків рамного типу, встановлених безпосередньо на дві крайні балки прольотних будов.

Результати обстеження існуючого моста

Обстеження моста включало детальний огляд всіх елементів для виявлення дефектів, які виникали в процесі тривалої експлуатації, встановлення їх причин та ступеню негативного впливу на експлуатаційні характеристики моста, визначення класифікаційних характеристик стану елементів прольотних будов і опор, експлуатаційної оцінки та експертного визначення технічного стану його конструктивних елементів, розробки рекомендацій з умов подальшої експлуатації та можливостей пропуску великовагових транспортних засобів.

Найбільш детальному обстеженню підлягла прольотна будова прольоту 2-3 із збірних попередньо напружених струнобетонних балок, оскільки саме її технічний стан викликає найбільші сумніви в можливості пропуску великовагових транспортних засобів і саме її вантажопідйомністю як найбільш ушкодженою і буде визначатись режим експлуатації моста. Тому розрахункову вантажопідйомність визначали лише для цієї прольотної будови.

Покриття їздового полотна проїзної частини має окремі тріщини, зокрема, біля деформаційних швів незначні напливи і нерівності, відремонтовані після ямкового ремонту ділянки. В цілому покриття є досить рівним і не має значних напливів і вибоїн, які б суттєво збільшували динамічну дію рухомого навантаження на балки прольотних будов.

Гідроізоляція проїзної частини має розриви і пошкодження. Про це свідчить наявність на нижній поверхні плити підмоклих ділянок, і вилуговування бетону у вигляді білого пластівчастого нальоту, який є характерною ознакою фільтрації води через залізобетонну плиту. Характерні ділянки пошкодженої гідроізоляції – над деформаційними швами. Розгерметизація деформаційних швів призводить до періодичного замокання торців балок, періодичного і багаторазового їх заморожування-розморожування, що супроводжується корозією бетону і арматури.

Під накладними тротуарними блоками гідроізоляція взагалі відсутня, що призвело до замокання значних ділянок поверхонь двох крайніх балок з кожної сторони прольотної будови і внаслідок цього інтенсивної корозії бетону з відшаруванням його захисного шару і корозією високоміцної дротяної арматури. В результаті це призвело до фактичного руйнування цих балок і їх аварійного стану.

Існуючий міст має підвищені на 18...20 см над проїзною частиною тротуари з додатково влаштованим в процесі експлуатації напівжорстким бар'єрним огороженням, яке в цілому не відповідає чинним ДСТУ і не виконує своїх захисних функцій. Перильне огороження нестандартне, складається з залізобетонних стійок і металевих заповнення, як і тротуарні конструкції знаходяться в незадовільному стані.

Водовідведення з прольотної будови здійснюється за рахунок поперечних і поздовжнього ухилів покриття через водовідвідні труби, які засмічені брудом і забиті сміттям, внаслідок чого вода застоюється на покритті. Крім того довжина водовідвідних труб недостатня, тому дощові і талі води потрапляють на внутрішні поверхні ребер балок, між якими вони розташовані.

В прольотах 0-1 і 1-2 плитою проїзної частини служить стиснута полиця таврових балок. В цілому її стан є задовільним і серйозних дефектів вона практично не має за виключенням окремих незначних за розмірами ділянок, через які внаслідок розривів ізоляції має місце фільтрація води, яка супроводжується деструкцією бетону в початковій стадії, зовнішніми ознаками якої є білий пластівчастий наліт на нижній поверхні плити, а також відкладення гідрату окису кальцію, вимитого з бетону при фільтрації води. На даний час розміри дефектів незначні і вони мало впливають на несучу здатність плити.

В прольоті 2-3 незадовільний стан з серйозними корозійними пошкодженнями мають полиці лише двох крайніх балок з обох сторін прольотної будови, в межах яких розташовані тротуарні блоки, відсутня гідроізоляція і вода вільно фільтрує через плиту. Наслідком цього є інтенсивна корозія бетону, і пов'язане з нею відшарування і руйнування бетону нижньої полиці балок з розміщеною в них попередньо напруженою арматурою з високоміцного дроту. Відкрита арматура інтенсивно кородує внаслідок чого більше половини струн на даний час є розірваними (рис. 3), що практично призвело до повної втрати несучої здатності цих балок.

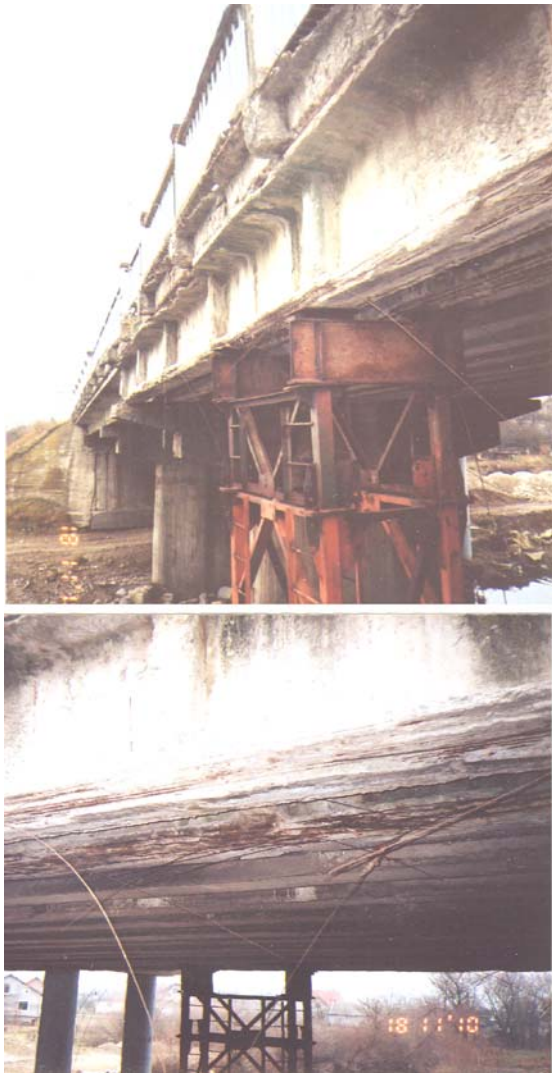


Рис. 3. Вид на крайні балки збоку і характер руйнування нижньої полиці крайніх струнобетонних балок

Тому для попередження їх обвалювання в процесі експлуатації вони були в прольотах підперті додатковими тимчасовими металевими опорами (див. рис. 3). Зважаючи на практично повністю зруйновану корозією нижню полицю,

дві крайні балки з обох сторін прольотної будови можна класифікувати як непрацездатні. За рахунок залишків нерозірваних струн та наявності проміжних тимчасових опор ці балки можуть сприймати лише постійні навантаження від власної ваги прольотної будови. При перевірочних розрахунках струнобетонної прольотної будови на тимчасові навантаження (при визначенні її залишкової вантажопідйомності) ці балки (по дві крайні з кожної сторони прольотної будови) повинні бути виключені з роботи, тобто не враховані при розрахунках.

Приведений коефіцієнт запасу міцності та оцінка надійності

В загальному вигляді розрахункова умова забезпечення несучої здатності перерізу елементів прольотної будови за методом граничних станів має вид:

$$N((1 + \mu); \gamma_n; \gamma_{fg}; \gamma_{fA}; \gamma_{fHK}; S; m_k) \leq \Phi(R_{bn}; R_{sn}; S; k_b; k_s; k_{bc}; k_{bt}; k_{su}; m_{bi}; m_{si}), (1)$$

де N – зусилля в перерізі (M, Q), яке залежить від навантажень (постійних і тимчасових), коефіцієнтів динамічності, надійності за призначенням, надійності за навантаженнями, умов роботи прольотної будови (геометричних характеристик, прийнятої статичної розрахункової схеми для визначення KIP та ін.); Φ – розрахункова несуча здатність (опірність) перерізу, яка є функцією нормативного опору матеріалів (R_{bn}, R_{sn}), геометричних розмірів і пружно-пластичної характеристики перерізів (S), коефіцієнтів однорідності, безпеки та умов роботи бетону і арматури. Система коефіцієнтів з нерівності (1) передбачає найбільшу величину зусилля N і найменшу величину несучої здатності Φ , що в результаті і забезпечує необхідний запас міцності прольотної будови, а, відповідно, і надійність її роботи під навантаженням на заданий період експлуатації за умови дотримання вимог щодо її забезпечення.

Реальний коефіцієнт запасу включає коефіцієнти надійності за навантаженням k_n і коефіцієнт надійності за несучою здатністю перерізу k_u :

$$k_n = \frac{N}{N_n}; \quad N = N_n k_n. \quad (2)$$

де N, N_n – зусилля в перерізі від розрахункових і нормативних навантажень;

Проміжні вісім балок цієї прольотної будови, які знаходяться під захистом гідроізоляції, практично не мають істотних експлуатаційних дефектів і ушкоджень, які б впливали на їх несучу здатність. На незначних ділянках поверхонь балок, де розірвана гідроізоляція, спостерігається сліди поверхневої корозії бетону без оголення арматури та її корозії. Тому стан цих балок можна класифікувати як працездатний і вони можуть бути використані при тимчасовій експлуатації існуючого моста, а при визначенні вантажопідйомності прольотної будови в поперечному перерізі її потрібно приймати як складену з восьми балок і зменшенням габариту проїзної частини до 7-ми метрів;

$$k_u = \frac{\Phi_{un}}{\Phi_u}; \quad \Phi_u = \frac{\Phi_{un}}{k_u}, \quad (3)$$

де Φ_{un} – гранична (нормативна) несуча здатність перерізу за нормативними характеристиками матеріалів, або за фактично визначеними результатами обстежень; Φ_u – розрахункова несуча здатність перерізу (за розрахунковими характеристиками матеріалів).

Умова міцності за методом граничних станів:

$$N \leq \Phi_u; \quad N_n k_n = \frac{\Phi_{un}}{k_u}; \quad \Phi_{un} = N_n k_n k_u. \quad (4)$$

Звідси приведений коефіцієнт запасу:

$$k_3 = \frac{\Phi_{un}}{N_n} = \frac{N_n k_n k_u}{N_n} = k_n k_u \quad (5)$$

При визначенні Φ_{un} і N_n враховують реальний технічний стан елемента і наявність дефектів, та інші несприятливі фактори, які зменшують реальний коефіцієнт запасу.

Кількісним показником надійності мосту в процесі експлуатації може бути статистично обґрунтоване математичне очікування приведенного коефіцієнта запасу \bar{k}_3 , або характеристика безпеки (показник надійності), яка залежить від реального коефіцієнту запасу k_3 , а також статистичних параметрів розподілу випадкових функцій – узагальнених коефіцієнтів варіації зовнішнього навантаження v_Q (зусиль в розрахункових перерізах) та аналогічних коефіцієнтів варіації несучої здатності перерізів v_R і має вигляд [2, 4, 5, 6, 7]:

$$\beta = \frac{\bar{k}_3 - 1}{\sqrt{v_Q^2 + \bar{k}_3^2 v_R^2}} \quad (6)$$

Критерієм експлуатаційних можливостей споруди можна вважати виконання нерівностей:

$$\bar{k}_3 \geq [k_3]; \quad \beta \geq [\beta_{\min}] \quad (7)$$

де $[k_3]$ і $[\beta_{\min}]$ – мінімальні допустимі значення коефіцієнта запасу і характеристики безпеки, при яких допускається безпечна експлуатація споруди. Їх визначають з досвіду експлуатації.

Для кількісної оцінки надійності та її зменшення в процесі експлуатації порівняно з закладеною в проєкті необхідно використовувати фактичне математичне очікування приведенного коефіцієнта запасу, яке повинно бути більшим від одиниці. При його наближенні до одиниці стан конструкції оцінюється як критичний, при якому вона має серйозні дефекти і пошкодження і допускається лише тимчасова експлуатація при постійному нагляді за технічним станом.

Значення характеристики безпеки $\beta = 3$ відповідає надійності 0,9973, тобто ймовірність відмови елемента буде становити 0,0027 (0,27 %) або 2,7 випадку з 1000 [2, 6], що є цілком задовільним для експлуатованих залізобетонних елементів.

Перерахунок прольотної будови із струнобетонних балок

Перевірочні розрахунки проводили лише для прольотної будови 2-3 із струнобетонних балок, яка має найбільше сумнівів у можливості пропуску нею великовагових транспортних засобів при тимчасовій експлуатації моста. Розрахунки проводили за чинними нормами проєктування нових мостів на передбачені ними тимчасові нормовані навантаження А15 і НК-100 без натовпу на тротуарах з відповідними коефіцієнтами надійності для постійних і тимчасових навантажень.

Метою розрахунків був аналіз несучої здатності прольотної будови при нормованих навантаженнях та визначення її придатності для пропуску великовагових транспортних засобів при тимчасовій експлуатації моста на період будівництва нового.

При розрахунку на нормовані тимчасові навантаження з роботи виключали по дві крайні балки з кожної сторони прольотної будови. Тобто її розрахунковий поперечний переріз

приймали складеним з восьми балок з габаритом проїзної частини 7,0 м (рис. 4). Прийнятий габарит забезпечували встановленням з обох

сторін симетрично до поздовжньої осі прольотної будови тимчасового огородження з бетонних фундаментних блоків.

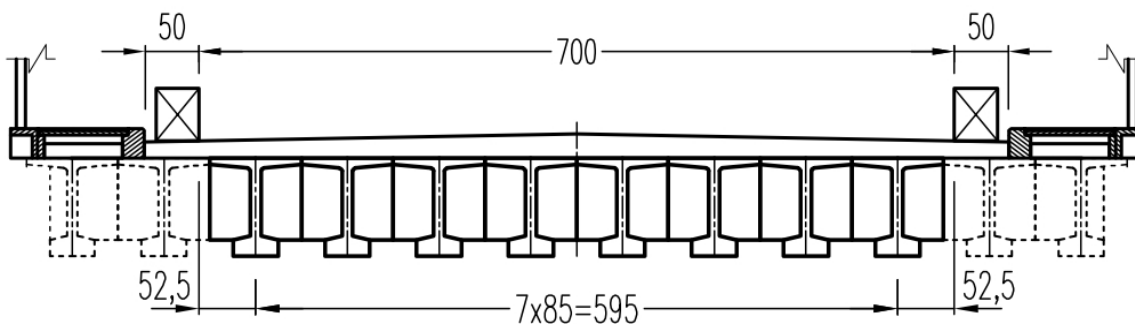


Рис. 4. Розрахунковий поперечний переріз прольотної будови при тимчасовій експлуатації

На всі види навантажень розраховували нормальний переріз балки в середині прольоту на дію згинального моменту. На поперечну силу розрахунки не проводили. Розподіл тимчасових навантажень між балками прольотної будови (визначення коефіцієнта поперечного розподілу - КПР) при визначенні зусиль в балках розраховували за методом позacentрового стиску, який для цього типу прольотних будов дає деякий запас міцності.

Для класифікації технічного стану прольотної будови вираховували реальну на період обстеження характеристику безпеки за рекомендаціями [6], а також приведені коефіцієнт запасу за розробленою методикою від нормативних і розрахункових зусиль в найбільше навантажений балці прольотної будови від постійних і тимчасових навантажень А15 і НК-100, а також від нормативної і розрахункової несучої здатності розрахункового перерізу балки [4, 7].

З розрахунків одержані наступні приведені коефіцієнти запасу за несучою здатністю нормального перерізу: за навантаженням А15 – $K_{15} = 1,92$; за навантаженням НК-100 – $K_{НК} = 1,322 < 1,92$, тобто більш невідповідною схемою навантаження прольотної будови виявилось НК-100. За цією схемою при коефіцієнтах варіації для навантаження $v_Q = 0,05$ (5 %) і для арматури з холодно тягнутого високоміцного дроту $v_R = 0,08$ (8 %) (табл. 3.8 [6]) визначена за формулою (6) характеристика безпеки складає $\beta = 2,75$, що близько до табличного значення $\beta = 2,68$. Згідно [6] (табл. 3.4) за класифікаційними характеристиками стану це відповідає стану 2Б – обмежено справний, а саме: прольотна будова частково не відповідає вимогам діючих норм, проте не порушуються вимо-

ги ні першої, ні другої групи граничних станів (табл. 1.1 в [6]). Стан 2Б характеризується досить високим ступенем надійності 0,9963 і зниженням нормованої вантажопідйомності лише на 0,9 %, що знаходиться в межах точності інженерних розрахунків і переконливо свідчить про можливість пропуску прольотною будовою великовагових навантажень, еквівалентних за силовою дією до нормованого тимчасового важкого навантаження НК-100.

Висновки

1. Прогонова будова прольоту 2-3 із попередньо напружених струнбетонних балок має практично зруйновані з розривом більшої кількості струн попередньо напруженої арматури розтягнуті полиці. За класифікаційною характеристикою [6] їх стан визнаний як непрацездатний і при наявності проміжних тимчасових опор вони можуть сприймати лише постійні навантаження. При розрахунку на нормовані тимчасові навантаження А15 і НК-100 вони повинні бути виключені з роботи. Тобто робочий поперечник прольотної будови в розрахунках необхідно приймати складеним з восьми балок з габаритом проїзної частини 7,0 м.

2. Проміжні вісім балок струнбетонної прольотної будови мають задовільний стан без серйозних дефектів і можуть бути використані при тимчасовій експлуатації існуючого моста.

3. За результатами розрахунків прольотної будови 2-3 із струнбетонних балок при поперечному перерізі з восьми балок за класифікаційною характеристикою, визначеною за розрахованою на період обстеження реальною характеристикою безпеки, прольотна будова за технічним станом класифікується як обмежено справна, тобто придатна для пропуску великовагових транспортних засобів еквівалентних за силовою дією до нормованого тимчасового на-

вантаження НК-100, якими можуть бути сидельні тягачі типу MAN 19.463 FLT/N «EURO-II», MAN TGA 41.540 BBS з тентовими напівпричепами типу KRONE або рефрижераторами максимальною вагою до 35 т.

4. Для обмеження робочого габариту проїзної частини 7,0 м в режимі тимчасової експлуатації моста необхідно встановити додаткове бар'єрне огородження. Швидкість руху великогазових транспортних засобів обмежити до 60 км/год.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Виноградский, Д. Ю. Эксплуатация и долговечность мостов [Текст] / Д. Ю. Виноградский, Ю. Д. Руденко, А. А. Шкуратовский // – К.: Будівельник, 1985. – 105 с.
2. Експлуатація і реконструкція мостів [Текст]. / за ред. Лантух-Лященко А. І. –К.: ТАУ, 2000. – 384 с.
3. Кваша, В. Г. Обстеження та випробування автодорожніх мостів [Текст] / В. Г. Кваша. – Львів: НУ «Львівська політехніка», 2002. – 102 с.
4. Кваша, В. Г. Прогнозування експлуатаційної надійності прольотних будов з багаторядовою арматурою (ТП вип. 56) [Текст] / В. Г. Кваша, В. С. Рачкевич // Теорія і практика будівництва: зб. наук. праць. – Львів: НУ «ЛП», 2007. – № 600. – С. 158–164.
5. Лантух-Лященко, А. І. Проектування елементів транспортних споруд за критерієм надійності. / А. І. Лантух-Лященко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: зб. наук. праць. – Вип. 65. – К.: НТУ, 2002. – С.63–68.
6. Настанови з визначення технічного стану мостів [Текст] / за ред. Лантух-Лященко А. І. – К.: Укравтодор, 2002. – 97 с.
7. Рачкевич, В. С. Оцінка експлуатаційної надійності залізобетонних конструкцій за приведеним коефіцієнтом запасу [Текст] / В. С. Рачкевич, В. Г. Кваша // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2011. – Вип. 74, кн. 2. – С. 507–514.
8. Сборник проектов струнобетонных пролётных строений. ВТП-15 [Текст]. Раздел II. Пролетные строения из двутавровых балок. – К.: УкрдортрансНДИ, 1963. – 74 с.
9. Штильман, Б. Н. Предварительно напряжённые мостовые конструкции с проволочным армированием [Текст] / Б. Н. Штильман, В. С. Корсунский // Бетон и железобетон. – М., 1962. – № 10. – С. 466–469.

Надійшла до редколегії 05.07.2012.
Прийнята до друку 19.07.2012.

В. С. РАЧКЕВИЧ (ДП ВАТ «ДАК Автомобильные дороги Украины»), В. Г. КВАША,
Л. В. САЛИЙЧУК (Национальный университет «Львовская политехника»)

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ РЕЖИМА ВРЕМЕННОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОСТА ПО ПРИВЕДЕННОМУ КОЭФФИЦИЕНТУ ЗАПАСА

Описано техническое состояние струнобетонного пролетного строения моста и методика прогнозирования режима его эксплуатации по приведенному коэффициенту запаса прочности.

Ключевые слова: струнобетонное пролетное строение, техническое состояние, приведенный коэффициент запаса, режим эксплуатации

V.RACHKEVYCH (DP VAT «DAK Avtomobilni dorogy Ukrainy»), V. KVASHA,
L. SALIYCHUK (Lviv Polytechnic National University)

PREDICTION OF TEMPORARY OPERATION MODE OF RC BRIDGE BY THE LEAD SAFETY FACTOR

Technical condition of strings span bridge and method of operation mode prediction by the lead safety factor of strength are described.

Keywords: strings span, technical condition, lead safety factor, mode of operation

МОДЕЛЮВАННЯ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ЗА ЇХ ФАКТИЧНИМИ МОДАЛЬНИМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ

В статті розглянуто моделі лінійних динамічних систем, запропоновано методику моделювання таких систем за їх фактичними модальними характеристиками.

Ключові слова: динамічні випробування, власна частота, розрахункова модель, ідентифікація

Вступ

Визначення та моніторинг технічного стану мостів за їх інтегральними характеристиками, які встановлюють за результатами динамічних випробувань, займає чинне місце серед інших методів діагностики та отримує все більше розповсюдження як у світовій так і у вітчизняній практиці. Знання динамічних параметрів конструкцій та споруд є необхідною умовою при визначенні їх сейсмостійкості. В наш час спостерігається тенденція до збільшення довжини прогонів мостів та широкого застосування гнучких конструкцій, що робить їх ще більш чутливими до динамічних навантажень. При проектуванні таких споруд доводиться вирішувати цілий ряд складних задач пов'язаних із забезпеченням їх динамічної стійкості при дії експлуатаційного, вітрового, сейсмічного та ін. динамічних навантажень. Перевірка правильності прийнятих рішень також виконується шляхом проведення натурних динамічних випробувань. Окрім цього, методи динамічних випробувань все більше застосовують для визначення та моніторингу технічного стану мостів і, в першу чергу, мостів великих, для яких проведення статичних випробувань є проблематичним завданням.

Аналіз публікацій

Відомо, що повністю ідентифікувати лінійну систему можна визначивши її імпульсну перехідну функцію [1], а застосовувши операційне числення лінійну стаціонарну систему можна з необхідною точністю представити за допомогою матриці передаточних функцій, яка встановлює зв'язок між вхідною силою збудження та реакцією системи. Передаточна функція є перетворенням Фур'є від реакції системи на навантаження у вигляді ідеального одиничного імпульсу. Реакція системи на такий імпульс називається імпульсною перехідною функцією (імпульсною характеристикою) або ж функцією Гріна. Найчастіше її позначають як $h(t)$. Якщо

комплексну передаточну функцію позначити як $K(\omega)$, то реакція лінійної системи описується як

$$S_{\text{вих}}(\omega) = S_{\text{вх}}(\omega)K(\omega), \quad (1)$$

де: $S_{\text{вх}}(\omega)$ та $S_{\text{вих}}(\omega)$ – відповідно спектральні функції навантаження на вході та реакції на виході системи.

Модуль комплексної передаточної функції називають амплітудно-частотним спектром (АЧХ), аргумент – фазо-частотним спектром (ФЧХ).

Метод функцій Гріна. Нехай є система з n ступенями свободи, яка описується лінійним диференціальним рівнянням другого ступеню. Якщо в k точках системи прикладені силові збудження $F(k)$, то реакцію системи в точці i – $y_i(t)$ можна представити наступним виразом [1]:

$$y_i(t) = \sum_{k=1}^n \int_0^t F_k(\tau)h_{ik}(t, \tau)d\tau. \quad (2)$$

Матрицю складену з функцій $h_{ik}(t, \tau)$ – імпульсних перехідних функцій між точками $i-k$, називають матрицею Гріна.

Метод розкладання за власними формами. В системі нормальних узагальнених координат реакція $y_i(t)$ може бути представлена як сума n ортогональних реакцій за власними (модальними) формами коливань [1, 4]

$$y_i(t) = \sum_{j=1}^n y_{ij}(t). \quad (3)$$

Для практичних цілей, найчастіше достатньо розглянути декілька перших власних форм (мод) коливань.

Результати досліджень

Об'єднуючи вирази (2) та (3) для лінійних стаціонарних систем, реакцію системи за j -ю власною формою можна представити як

$$y_{ij}(t) = \sum_{k=1}^n \int_0^t \sum_{j=1}^n F_k(\tau) h_{ikj}(t, \tau) d\tau, \quad (4)$$

де $h_{ikj}(t, \tau)$ – функція Гріна для пари точок $i - k$ за j -ю власною формою.

Фактично кожну функцію Гріна тут представлено як суму ортогональних функцій, які назвемо модальними імпульсними перехідними функціями (модальними функціями Гріна)

$$h_{ik}(t, \tau) = \sum_{j=1}^n h_{ikj}(t, \tau), \quad (5)$$

Відповідно до залежностей між імпульсною характеристикою та комплексною передаточною функцією, останню також можна представити як суму модальних передаточних функцій

$$K_{ik}(\omega) = \sum_{j=1}^n K_{ikj}(\omega), \quad (6)$$

Отже, вільні коливання лінійної стаціонарної системи розглядаємо як суму ортогональних реакцій за власними формами, ваговий вплив яких визначається модальними функціями Гріна або ж модальними передаточними функціями та початковими умовами, які передували вільним коливанням: швидкість (імпульсна складова) та зміщення (кінематична складова).

Враховуючи ортогональність модальних функцій Гріна, кожна модальна передаточна функція (перетворення Фур'є від модальної функції Гріна) може бути визначена (розрахована) як для лінійного осцилятора, вільні коливання якого описуються наступною функцією [4]

$$y(t) = e^{-\alpha t} \left[\frac{y'(0) + y(0)\alpha}{W_D} \sin(W_D t) + y(0) \cos(W_D t) \right], \quad (7)$$

де $y(0)$ та $y'(0)$ – початкові умови (зміщення та швидкість відповідно), α – коефіцієнтом демпфірування, W_D – циклічна частота коливань власної форми системи з врахуванням демпфірування.

Імпульсне збудження. Якщо прийняти, що початкове зміщення $y(0) = 0$ і система збуджується імпульсом p , а отже $y'(0) = p/m$ (m – маса системи), тоді

$$y(t) = e^{-\alpha t} \left[\frac{p}{mW_D} \sin(W_D t) \right], \quad (8)$$

Використавши відомі залежності, що: $W_D^2 \approx W^2 = k/m = 1/mA_1$, де W – частота власної

форми, k – жорсткість, A_1 – реакція від одиначної статичної сили; маємо

$$y(t) = e^{-\alpha t} [pA_1W \sin(Wt)], \quad (9)$$

На рис. 1 представлено графік імпульсної перехідної функції за виразом (9) при $W = 2$, $pA_1 = 5$, $\alpha = 0,159$ (декремент коливань $\delta = 0,5$).

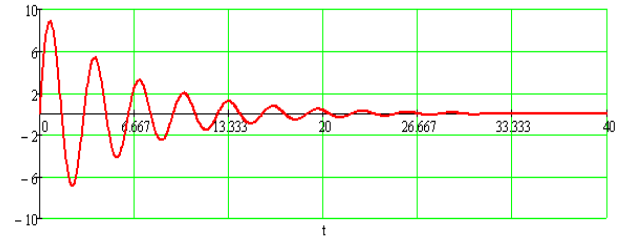


Рис. 1. Графік імпульсної перехідної функції лінійного осцилятора

Отже, модальна функція Гріна має форму синуса з циклічною частотою W , а її початкова амплітуда пропорційна величині імпульсу p , циклічній частоті та статичному коефіцієнту впливу A_1 .

Модальна передаточна функція є перетворенням Фур'є від виразу (8) та з врахуванням властивостей вказаного перетворення може бути визначена як сума двох комплексних функцій

$$K(\omega) = \frac{1}{2} (e^{-j\pi/2} \cdot Y(\omega - W) + e^{j\pi/2} \cdot Y(\omega + W)), \quad (10)$$

де

$$Y(\omega) = \frac{pWA_1}{\alpha + j\omega}.$$

Доданки у виразі (10) є копіями перетворення Фур'є від експоненціальної функції, які зміщені від нуля в область від'ємних та додатних частот. Їх фазові складові повернуті на $(-\pi/2)$ та на $\pi/2$ відповідно, завдяки чому при $\omega = 0$ їх фази співпадають та рівні 0, модулі доданків складаються, тому, знехтувавши α у порівнянні з W , маємо наступний вираз для модуля комплексного коефіцієнту на нульовій частоті:

$$K(0) = p \frac{A_1W}{\sqrt{\alpha^2 + W^2}} \approx pA_1. \quad (11)$$

Фазове положення на нульовій частоті, в залежності від знаку при коефіцієнті впливу A_1 , може бути 0 або ж π .

Максимальні значення функції є при $\omega = \pm W$, тут один з доданків є набагато меншим за інший, а його фаза повернута на $\pi/2$, тому нехтуючи одним з доданків, та використавши залежність $\alpha = \delta W / 2\pi$, маємо вираз для

модуля комплексного коефіцієнту на власній частоті системи W

$$K(W) \approx 0,5p \frac{A_1 W}{\sqrt{\alpha^2}} = pA_1 \frac{\pi}{\delta}. \quad (12)$$

Відношення $K(W)/K(0) = \pi/\delta$, як це і має бути для резонансної кривої (ще одна назва АЧХ) лінійного осцилятора.

Кінематичне збудження. Якщо прийняти, що початкове зміщення $y(0) = A$, швидкість $y'(0) = 0$, а система збуджується відпусканням, то використавши залежності $a = \delta W / 2\pi$ та $W_D \approx W$, вираз (7) записується, як

$$y(t) = Ae^{-\alpha t} \left[\frac{\delta}{2\pi} \sin(Wt) + \cos(Wt) \right]. \quad (13)$$

Нехтуючи першим доданком в дужках (для будівельних конструкцій $\delta/2\pi < 0,1$), та виразивши початкове відхилення через силу відтяжки $A = PA_1$, маємо

$$y(t) = PA_1 e^{-\alpha t} \cos(Wt). \quad (14)$$

Перетворення Фур'є від виразу (14) має наступний вид:

$$C(\omega) = \frac{1}{2}(Y(\omega - W) + Y(\omega + W)), \quad (15)$$

де

$$Y(\omega) = \frac{PA_1}{\alpha + j\omega}.$$

Доданки у виразі (15) є копіями перетворення Фур'є від експоненціальної функції, які зміщені від нуля в область від'ємних та додатних частот. При $\omega = 0$ їх фази протилежні, отже модуль суми рівний нулю $C(0) = 0$. Максимальні значення функції є при $\omega = \pm W$, тому подібно до виразу (12), маємо

$$C(W) \approx 0,5 \frac{PA_1}{\sqrt{\alpha^2}} = \frac{PA_1 \pi}{W \delta}. \quad (16)$$

Можна показати, що при рівності затраченої енергії при імпульсному та кінематичному збудженнях амплітудні коефіцієнти у виразах (12) та (16) є рівними, тобто $pA_1 = \frac{PA_1}{W}$. Близькими є і амплітудні спектри реакцій на імпульсне та кінематичне збудження, найбільш подібні вони в зонах біля $\omega = \pm W$, а найбільш відрізняються при наближенні до $\omega = 0$.

З врахуванням першого доданку у виразі (13), та при умові рівності енергій в обох випадках збудження, маємо наступне співвідношення

$$C(0) = \frac{PA_1 \delta}{W 2\pi} = K(0) \frac{\delta}{2\pi}. \quad (17)$$

Якщо розглянути імпульсну характеристику (9) зміщену на чверть періоду (фазове положення $-\pi/2$), то при обумовлених вище спрощеннях вона буде подібною реакції на кінематичне збудження. Подібність буде тим більшою чим меншим є декремент коливаний, відповідно подібними будуть і амплітудні спектри – рис. 2.

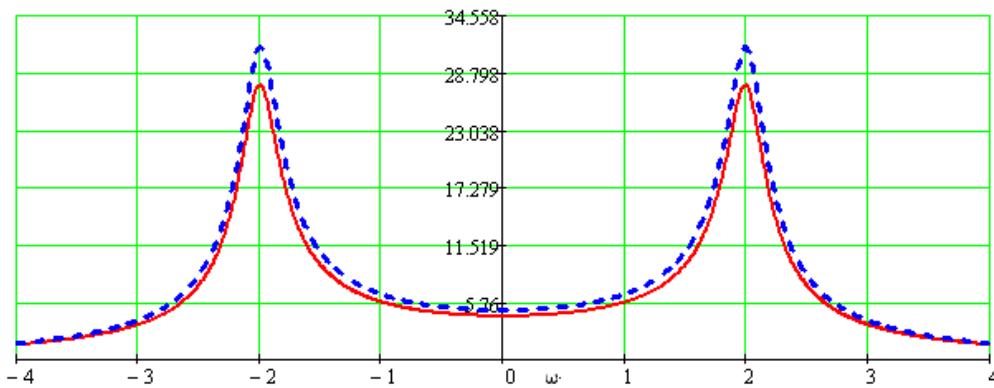


Рис. 2. Амплітудні спектри реакції: на кінематичне збудження зі зміщенням на чверть періоду – суцільною лінією; на імпульсне збудження – пунктиром

Якщо ж врахувати зменшення амплітуди за чверть періоду у вигляді коефіцієнту подібності k_1 , оберненого до згасання

$$k_1 = e^{\delta/4}, \quad (18)$$

то графіки амплітудних спектрів за обома варіантами повністю співпадуть. Якщо не виконується умова про рівність енергії, то слід також врахувати коефіцієнт приведення до одинично-

го імпульсу $k_2 = W/P$, який впливає з виразу

$$pA_1 = \frac{PA_1}{W}.$$

Таким чином передаточну функцію осцилятора можна визначити як спектральну функцію реакції на його збудження як імпульсом так і відтяжкою силою P . В останньому випадку перетворення Фур'є розраховується починаючи з часу рівного чверті періоду власних коливань, а значення амплітудного спектру коригуються (множаться) на коефіцієнти k_1 та k_2 .

Практичне застосування

Для практичної реалізації результатів досліджень запропоновано модель лінійної динамічної системи, яка формується за її модальними характеристиками та описується наступним виразом

$$K(\omega) = \sum_{i=1}^N \frac{1}{2} \left(e^{-j\pi/2} \cdot \frac{W_i A_i}{\delta_i W_i / 2\pi + j(\omega - W_i)} + e^{j\pi/2} \cdot \frac{W_i A_i}{\delta_i W_i / 2\pi + j(\omega + W_i)} \right). \quad (19)$$

Як бачимо, для визначення передаточної функції необхідно мати наступні параметри:

- кутова частота коливань за власною формою (W_i);
- декремент коливань даної форми (δ_i);
- ваговий коефіцієнт впливу (A_i).

Саме визначення цих параметрів і має бути метою динамічних випробувань за даною моделлю. Для практичних завдань, як правило, достатньо мати їх значення для декількох перших форм. Добуток передаточної функції та спектральної функції навантаження дає спектральну функцію реакції, за якою виконавши зворотне перетворення Фур'є можна отримати реакцію конструкції в часовій області.

Для виконання дій із комплексними функціями було створено програмний комплекс, який дозволяє за результатами динамічних випробувань прогонової будови мосту формувати її модель за виразом (19) та розраховувати її відгук на рухоме навантаження. Комплекс дозволяє розраховувати динамічну реакцію прогонової будови на проїзд колони автомобілів з різним інтервалом та різними швидкостями. На рис. 3 представлено робоче вікно програмного комплексу з результатами розрахунків реакції прогонової будови на проїзд колони з двох автомобілів.

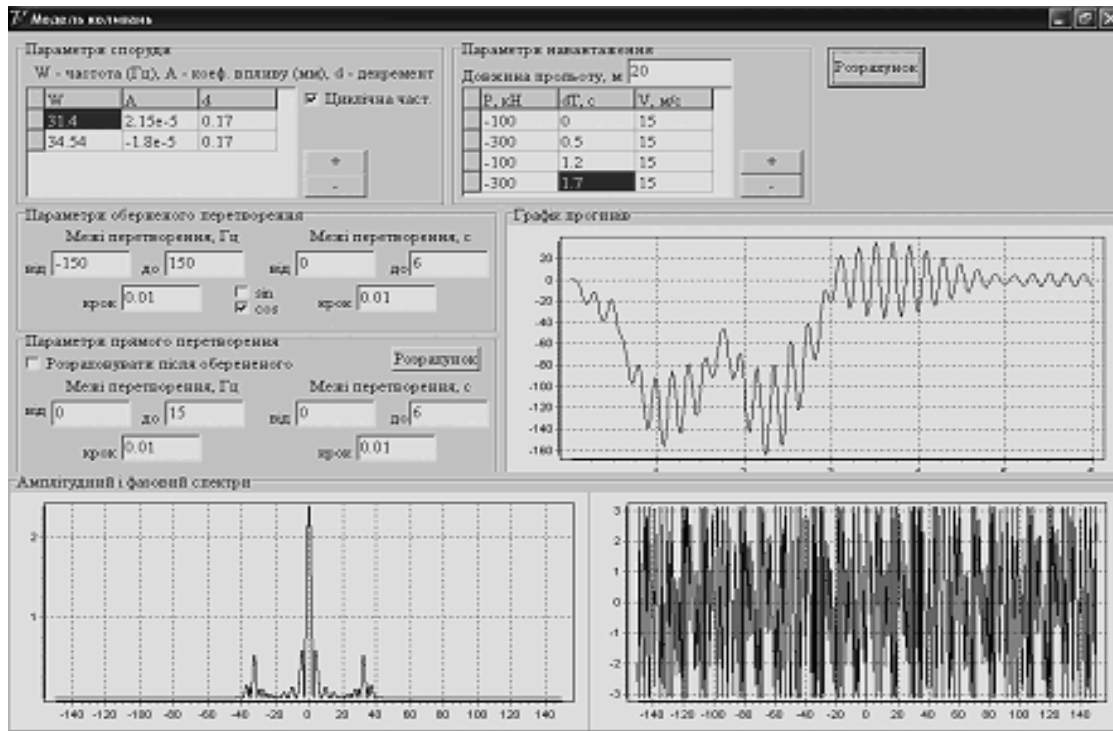


Рис. 3. Робоче вікно програмного комплексу

Висновки

На основі виконаних досліджень запропонована модель лінійної динамічної системи, яка формується за фактичними модальними харак-

теристиками конструкції. Для розрахунків динамічної реакції прогонових будов мостів на рухоме навантаження створено програмний комплекс, який дозволяє отримувати результати

для рухомого навантаження у вигляді колони автомобілів з різними інтервалами та різними швидкостями.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Вибрации в технике [Текст]: справочник в 6 т. – М.: Машиностроение, 1978–1981.
2. Методические рекомендации по вибродиагностике автодорожных мостов. [Текст] – М.: Росавтодор, 2001 – 24 с.

3. РВ.2.3-218-00018112-521:2006. Рекомендації з динамічних випробувань мостів та шляхопроводів. [Текст] – К.: Укравтодор, 2006. – 34 с.
4. Клаф, Р., Динамика сооружений. [Текст] / Р. Клаф, Дж. Пензин, пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1979 – 320 с.

Надійшла до редколегії 05.07.2012.

Прийнята до друку 19.07.2012.

В. П. РЕДЧЕНКО (Днепропетровский филиал ГосдорНИИ), В. Н. КОСЯК (ДИИТ)

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ ПО ИХ ФАКТИЧЕСКИМ МОДАЛЬНЫМ ХАРАКТЕРИСТИКАМ

Рассмотрены модели линейных динамических систем, предложено методику моделирования таких систем используя их фактические модальные характеристики.

Ключевые слова: динамические испытания, собственная частота, расчетная модель, идентификация

V. P. REDCHENKO (Dnepropetrovsk branch of State of Road Scientific Institute),
V. N. KOSYAK (Dnepropetrovsk National University of Railway Transport)

MODELLING OF SPAN STRUCTURES OF BRIDGES ON THEIR ACTUAL MODAL PARAMETERS

In the article the models of linear dynamic systems are considered, it is offered a technique of modelling of such systems using their actual modal performances.

Keywords: dynamic tests, natural frequency, computational model, identification

НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

В статье рассматриваются особенности и эффективность методики расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов, сделан анализ различных методик вероятностной основы запасов прочности конструкции, приведен нормативный график долговечности.

Ключевые слова: надежность, долговечность, срок службы, пролетное строение, бетон, мост, факторы разрушения, регенерация, безотказность, работоспособность

Задачей статьи является анализ комплексной системы обеспечения надежности, формулировка критериев регенерации железобетонных пролетных строений автодорожных мостов, пути совершенствования методики эксплуатационной оценки состояния искусственных сооружений.

Основы надежности и безопасности строительных конструкций изложены в работах [1, 2, 3]. В этих работах надежность объекта характеризуется, как свойство этого объекта выполнять свои функции в заданном режиме в течение заданного срока с заданной вероятностью.

Количественной оценкой надежности является вероятность P выполнения объектом своих функций. В комплексной системе надежность рассматривается как совокупность безотказности и долговечности конструкции. Безотказность – свойство сооружения непрерывно сохранять работоспособное состояние в течение некоторого времени. Долговечность – свойство сохранять работоспособность в течение определенного времени T .

Отказ – случайное событие, заключающееся в нарушении работоспособности объекта. Вероятность отказа равна $q = 1 - P$

Мостовые конструкции представляют собой совокупность последовательно и параллельно соединенных элементов.

При последовательном соединении элементов надежность системы равна $P_s = P_1 \cdot P_2 \cdot P_3 \cdot P_4$.

Вероятность отказа при последовательном соединении элементов равна $q_s = 1 - P_s$.

При параллельном соединении элементов вероятность отказа i -элемента равна $q_i = 1 - P_i$.

Вероятность отказа всей системы $q_s = q_1 \cdot q_2 \cdot q_3 \cdot q_4$.

Надежность системы при параллельном соединении элементов равна $P_s = 1 - q_s$.

Комплексная система обеспечения предполагает регулярное обследование сооружения, определение его фактической грузоподъемно-

сти, проведение плановых и внеплановых ремонтов.

Пролетное строение моста в процессе эксплуатации проходит три этапа (рис. 1).

Первый этап, так называемый период приработки, характеризуется тем, что пролетное строение эксплуатируется какое-то время без снижения своей надежности. Во время этого периода протекают основные длительные деформации (усадка и ползучесть бетона), возрастает прочность бетона, нормально функционирует система водоотвода и гидроизоляции. В этот период вероятность безотказной работы пролетного строения сохраняется на уровне, обусловленном строительными нормами и правилами с индексом надежности $I = 3,0$. В этот период за пролетным строением осуществляется только уход. Продолжительность этого периода зависит от качества изготовления и монтажа конструкций и составляет в среднем 10-18 лет (см. рис. 1, точка А).

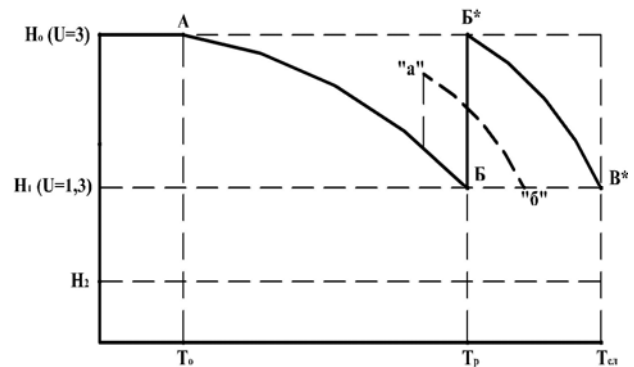


Рис. 1. График снижения надежности (H) моста
 T_0 – период приработки; T_p – работоспособность;
 $T_{сл}$ – предельный срок службы

Второй этап эксплуатации пролетного строения характеризуется появлением дефектов: коррозией арматуры, трещинами в бетоне, отслоением защитного слоя, разрушением гидроизоляции. Эти дефекты уже влияют на несущую способность балок пролетного строения, но сооружение продолжает эксплуатироваться в прежнем режиме без ограничений, хотя

надежность пролетных строений постепенно снижается. Продолжительность второго этапа определяется временем, за которое вероятность безотказной работы балок пролетного строения снижается с 0,9986 до 0,9, т.е. индекс надежности уменьшается с 3,0 до 1,282 ($\gg 1,3$). В этот период за мостом ведется уход, и проводятся плановые профилактические работы. Продление этого этапа осуществляется проведением плано-предупредительных работ. На рис. 1 этот период времени показан линией «а» – «б». Снижение индекса надежности с 3,0 до 1,3 в течение второго этапа (см. рис. 1, точка Б) означает, что дальнейшая эксплуатация моста по первоначальной схеме невозможна, и мост должен быть закрыт на ремонт или реконструкцию, в связи с тем, что работоспособность пролетных строений исчерпана. Если ремонт моста по каким-либо причинам в данное время не проводится, то для продолжения эксплуатации моста необходимо ввести ограничение по массе временной нагрузки и скорости движения.

Третий этап эксплуатации характеризуется двумя факторами:

- наличием в балках пролетных строений дефектов, снижающих их несущую способность и грузоподъемность в целом;

- введением ограничений по массе транспортного средства, которое может безопасно двигаться по мосту в неконтролируемом режиме, и периодическим снижением массы транспортного средства с целью обеспечения требуемой надежности.

Продолжительность третьего этапа (см. рис. 1, участок Б*-В*) определяется временем, которое необходимо для достижения такого состояния моста, когда при максимально возможных ограничениях по временной нагрузке, вероятность безотказной работы пролетных строений снова достигает $P = 0,9$. На третьем этапе эксплуатации моста обязательно выполняется его ремонт, не дожидаясь наступления момента В*. Возможна серия ремонтных мероприятий, цель которых отодвинуть момент ремонта или восстановления за счет изменения темпов деградации материалов.

Важнейшими элементами эффективности выполнения работ по регенерации мостов являются критерии:

- применение метода случайных величин для оценки надежности конструкций;
- изучение влияния фактора системности на надежность пролетных строений мостов;
- создание предпосылок для проектирования балочных железобетонных пролетных строений с заданным условием надежности;

- разработка комплексной системы управления надежностью на всех этапах строительного процесса (изыскание, проектирование, строительство);

- создание нормативной базы для разработки взаимосвязанной системы критериев принятия решений на различных этапах производственного процесса.

В России разработана и внедрена «Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений» [4]. В этой методике рассматриваются два основных уровня надежности H_1 и H_2 (см. рис. 1). Уровень H_1 характеризуется значением вероятности безотказной работы пролетных строений $P = 0,9$ в условиях действия проектных нагрузок. Этому уровню соответствует временной отрезок T_p , называемый работоспособностью. Он определяется для проектируемых, строящихся и недавно построенных сооружений. При достижении уровня H_1 снижается грузоподъемность пролетных строений или выполняется ремонт.

Уровень H_2 характеризуется значением вероятности безотказной работы пролетных строений $P = 0,50$ в условиях действия проектных нагрузок. Этому уровню соответствует предельный износ пролетного строения, а его дальнейшая эксплуатация недопустима даже при пониженной эксплуатационной нагрузке. Первое снижение допустимой нагрузки происходит в возрасте пролетных строений до T_p .

Дальнейшее снижение нагрузки возможно на участке Б*-В*, что может продлить период эксплуатации пролетных строений до достижения уровня H_2 .

Критерием невозможности эксплуатации моста, удовлетворяющим современным требованиям (пропускать безопасно по мосту движущиеся транспортные средства), является показатель грузоподъемности. Нормативный срок службы сооружения определяется временем достижения конструкций предельного физического износа. Функция износа соответствует функции отказа из теории надежности и определяется по формуле:

$$U_1 = [e^{\lambda(t_1 - T_0)} - 1] \cdot 100\%, \quad (1)$$

где e – натуральное число, t_1 – временной параметр (годы), T_0 – период приработки.

По результатам обследования более 500 автодорожных пролетных строений в системе Укравтодора, выполненного Отраслевой научно-исследовательской лабораторией иску-

ственных сооружений ДИИТа, были получены среднестатистические данные по износу, которые отражены на рис. 2.



Рис. 2. Нормативный график долговечности

На нормативном графике долговечности (см. рис. 2) показаны 3 участка:

- зона содержания, когда конструкция испытывает минимальный износ и может эксплуатироваться в заданном режиме, выполняя только работы по текущему содержанию;
- зона мелкого ремонта, когда конструкция такого износа, при котором требуется проведение мелкого планово-предупредительного ремонта;
- зона капремонта и реконструкции моста, когда износ достигает предельных значений и дальнейшая эксплуатация возможна только после капитального ремонта и реконструкции сооружения.

По результатам обследования преднапряженных ребристых пролетных строений на автодорогах I и II категории получены данные по их сроку службы в зависимости от определенного расчетом износа. На основании этих данных построен график долговечности ребристых преднапряженных пролетных строений (рис. 3).

Особенностью методики [4] является то, что она позволяет расчетом принимать предельные сроки службы железобетонных пролетных строений на разных этапах их функционирования.

Существующая методика эксплуатационной оценки состояния искусственных сооружений нуждается в разработке новых подходов к мониторингу мостов, внедрение современных технологий ремонта, пересмотра всей проектной базы и внедрения современных методик оценки надежности.

Автором в работах [5, 6, 7, 8, 9, 10] освещены некоторые вопросы надежности и долговечности железобетонных пролетных строений автодорожных мостов, указаны технологии регенерации железобетонных конструкций автодорожных мостов, поврежденных в результате длительного воздействия эксплуатационных нагрузок.

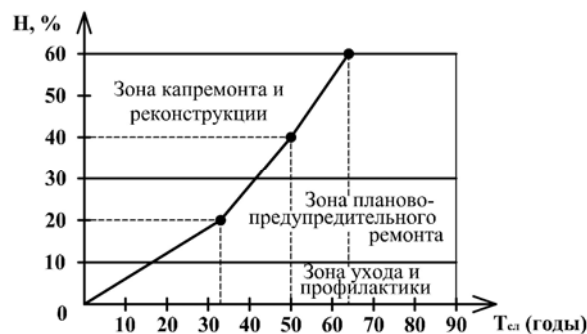


Рис. 3. График долговечности ребристых преднапряженных пролетных строений

Условие надежности конструкции определяется так называемым предельным неравенством:

$$S \leq F = R \cdot A, \quad (2)$$

где S – усилие или напряжение, возникающее в конструкции; F – несущая способность элемента; R – прочность материала; A – геометрическая характеристика сечения элемента.

Для системы с множеством элементов можно записать.

$$\{S_i\} \leq \{R_i \cdot A_i\}. \quad (3)$$

Надежность моста – это вероятность выполнения неравенств [3], а частные надежности – как обеспеченность в частных неравенствах [4].

$$S_i \leq R_i \cdot A_i. \quad (4)$$

Отношение $\frac{F}{S} \geq 1$ коэффициент запаса прочности.

Запас прочности – это разница между несущей способностью элемента F и воздействием S на некоторый элемент.

$$\psi = (F - S). \quad (5)$$

где F и S – случайные величины.

Среднее значение случайной величины равно

$$\bar{\psi} = (\bar{F} - \bar{S}). \quad (6)$$

Дисперсия

$$D_{\psi} = D_F + D_S = \sigma_F^2 + \sigma_S^2, \quad (7)$$

где F, S, σ_F, σ_S – среднее значение и среднеквадратичные отклонения (стандарты) величин F и S соответственно.

Ремонтопригодность сооружения – приспособление сооружения к восстановлению работоспособного состояния.

Очередными задачами по повышению надежности железобетонных автодорожных мостов являются внедрение комплексной системы управления качеством, совершенствова-

ние методики эксплуатационной оценки состояния искусственных сооружений, внедрение интеллектуальных систем мониторинга, широкое внедрение в практику современных технологий регенерации мостовых конструкций.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Иосилевский, Л. И. Практические методы управления надежности железобетонных мостов [Текст] / Л. И. Иосилевский – М.: Науч.-изд. центр «Инженер», 2005. – 324 с.
2. Перельмутер, А. В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций [Текст] / А. В. Перельмутер – К.: УкрНИИ-промстальконструкция, 2000. – 216 с.
3. Лантух-Ляшенко, А. І. Оцінка технічного стану транспортних споруд, що знаходяться в експлуатації [Текст] / А. І. Лантух-Ляшенко // Вісник Транспортної Академії України. – 1999. – № 3. – С. 59-63.
4. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов [Текст]: утв. М-вом транспорта Рос. Федерации 18.04.01: ввод в действие с 18.04.01. – М.: Транспорт, 2001. – 140 с.
5. Костюченко, С. М. Обеспечение эксплуатационной надежности и долговечности железобетонных конструкций автодорожных мостов [Текст] / С. М. Костюченко, Б. В. Савчинский // Автомобильные дороги и дорожное строительство. – 2002. — К.: НТУ. – № 64. – С. 147-149.
6. Заяц, Ю. Л. Некоторые вопросы диагностики и регенерации железобетонных конструкций автодорожных мостов, поврежденных в результа-

те длительного воздействия эксплуатационных нагрузок [Текст] / Ю. Л. Заяц, Б. В. Савчинский // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: Зб. наук. праць / ФМІ ім. Г. В. Карпенка. – Львів, 2002. – Вип. 5. – С. 491-494.

7. Савчинский, Б. В. Вопросы повышения надежности и безопасности металлических пролетных строений железнодорожных мостов [Текст] / Б. В. Савчинский // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2005. – Вип. 9. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2005. – С. 203-205.
8. Савчинский, Б. В. Критерии оценки надежности надежности железобетонных конструкций автодорожных мостов [Текст]: тез. докл. Междунар. научно-практич. конф. «Мосты и тоннели: теория, исследования, практика» / Б. В. Савчинский // – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2007. – С. 62-63.
9. Савчинский, Б. В. Совершенствование методов диагностики и способов регенерации железобетонных конструкций автодорожных мостов при обеспечении их эксплуатационной надежности и долговечности [Текст] / Б. В. Савчинский // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2010. – Вип. 33. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2010. – С. 228-231.
10. Савчинский, Б. В. Анализ методов расчета надежности железобетонных пролетных строений автодорожных мостов [Текст] / Б. В. Савчинский // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: Зб. наук. праць / Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2012. – Вип. 1. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2012. – С. 99-100.

Поступила в редколлегию 25.06.2012.
Принята к печати 11.07.2012.

Б. В. САВЧИНСЬКИЙ (ДПТ)

ДЕЯКІ АСПЕКТИ НАДІЙНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ АВТОДОРОЖНІХ МОСТІВ

У статті розглядаються особливості та ефективність методики розрахункового прогнозування терміну служби залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів, зроблено аналіз різноманітних методик вірогідної основи запасів міцності конструкції, приведено нормативний графік довговічності.

Ключові слова: надійність, довговічність, термін служби, прогонова будова, бетон, міст, фактори руйнування, регенерація, безвідмовність, працездатність

B. V. SAVCHINSKIY (Dnepropetrovsk National University of Railway Transport)

SOME ASPECTS OF THE RELIABILITY OF REINFORCED CONCRETE SPANS OF HIGHWAY BRIDGES

The features and efficacies of the procedure of calculated prediction of the working life of reinforced concrete spans of highway bridges are considering in this article, there has been made the analysis of the different procedures of probable base of margin design and the normative plot of durability has been plotted.

Keywords: reliability, durability, working life, span, concrete bridge, the factors of destruction, regeneration, reliability, efficiency

А. А. СИВЦОВ, Г. В. ДЕСЯТЫХ (Уральский государственный университет путей сообщения, Екатеринбург, Россия)

АЛГОРИТМ РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ КРЕПИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК С УЧЕТОМ ИХ КОНТАКТНОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ С МАССИВОМ ПОРОД

На базе решения контактной задачи теории упругости получены расчетные зависимости для определения критического давления на крепь вертикальных выработок. Приведено сравнение расчета по предлагаемому алгоритму с существующими методами.

Ключевые слова: крепь, горная выработка, критическое давление, контактное взаимодействие, устойчивость крепи

В основу большинства методов оценки устойчивости крепи, контактирующей с породой, положена гипотеза местных деформаций, т.е. упругий отпор породы задается гипотезой Винклера, которая описывает упрощенную модель основания.

Более совершенные методы расчета крепи (обделки) базируются на решении контактной задачи теории упругости, где крепь рассматривается как механическая связь, накладываемая на множество точек контура подкрепляемой выработки [1, 2].

Основное условие совместной работы крепи и массива пород выражается зависимостями [1]

$$u_{\rho}^{\circ}(q) = u_{\rho}^{\text{н}}(q), \quad u_{\vartheta}^{\circ}(q) = u_{\vartheta}^{\text{н}}(q), \quad (1)$$

где $u_{\rho}^{\circ}(q), u_{\vartheta}^{\circ}(q)$ и $u_{\rho}^{\text{н}}(q), u_{\vartheta}^{\text{н}}(q)$ – радиальные и касательные перемещения соответственно наружной поверхности крепи и контура незакрепленной горной выработки от контактных напряжений q .

Перемещения, которые находятся в правых частях формул (1), определяются решением соответствующей задачи теории упругости и записываются в виде выражений

$$u_{\rho}^{\text{н}}(q) = \frac{R}{2G_{\text{н}}} \left[q_0 + \left(\frac{q_{-k}}{k+1} + \chi \frac{q_k}{k-1} \right) \cos k\vartheta \right]; \quad (2)$$

$$u_{\vartheta}^{\text{н}}(q) = \frac{R}{2G_{\text{н}}} \left[\frac{q_{-k}}{k+1} - \chi \frac{q_k}{k-1} \right] \sin k\vartheta, \quad (3)$$

где R – радиус контура выработки; $G_{\text{н}}$ – модуль сдвига породы; $\chi = 3 \dots 4 \nu_{\text{н}}$; $\nu_{\text{н}}$ – коэффициент Пуассона горной породы; q_k – коэффи-

циенты радиальных и касательных контактных напряжений, заданных разложениями

$$q_{\rho} = q_0 + (q_{-k} + q_k) \cos k\vartheta; \quad (4)$$

$$q_{\vartheta} = (q_{-k} - q_k) \sin k\vartheta, \quad (5)$$

где ϑ – аргумент произвольной точки выработки; $k = 2, 3, 4 \dots$

Что касается перемещений, находящихся в правых частях выражений (1), их можно получить, рассматривая напряженно-деформированное состояние крепи. Будем считать, что крепь представляет собой достаточно тонкое кольцо с первоначальным круговым очертанием оси. отождествим ось такого кольца с его наружным контуром, совпадающим с контуром выработки. Условия равновесия бесконечно малого элемента дуги кольца ds (рис. 1) приводят к трем уравнениям:

$$N + \frac{dQ}{d\vartheta} = \rho q_{\rho} = \rho [q_0 + (q_{-k} + q_k) \cos k\vartheta]; \quad (6)$$

$$Q - \frac{dN}{d\vartheta} = \rho q_{\vartheta} = \rho (q_{-k} - q_k) \sin k\vartheta; \quad (7)$$

$$dM = \rho Q d\vartheta. \quad (8)$$

В формулах (6)-(8) $ds = \rho d\vartheta$, ρ – радиус деформированной оси стержня.

Из уравнений (6)-(8) следует, что для круговой формы кольца при $\rho = R$ и $q_{-k} = q_k = 0$ от равномерного внешнего давления q_0 в нем возникают только нормальные силы $N = Rq_0$. Перерезывающая сила Q и момент M равны нулю. Крепь не деформируется до достижения критической нагрузки $q_0 = P_{\text{кр}}$.

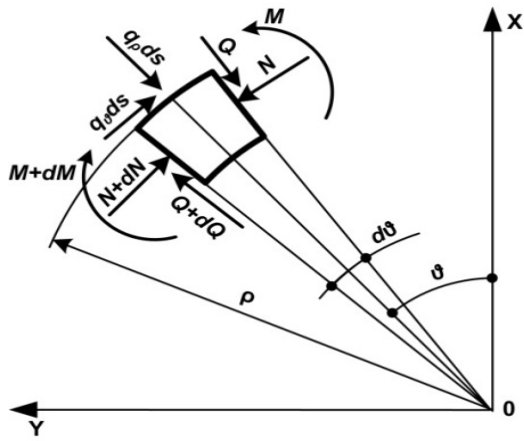


Рис. 1. Усилия, приложенные к элементарной дуге кольца

При контакте крепи с грунтом кроме круговой формы равновесия возможны деформированные, бесконечно близкие к круговой и потеря устойчивости вызывается дополнительным малым приращением продольной силы ΔN .

С учетом вышесказанного произведем замены в уравнениях (6)-(8)

$$q_{\rho} = P_{\text{кр}} + (q_{-k} + q_k) \cos k\vartheta;$$

$$N = RP_{\text{кр}} + \Delta N;$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{R} + \frac{M}{EI}$$

и после преобразований будем иметь

$$\Delta N + \frac{dQ}{d\vartheta} + P_{\text{кр}} \frac{MR^2}{EI} = R(q_{-k} + q_k) \cos k\vartheta; \quad (9)$$

$$Q - \frac{d\Delta N}{d\vartheta} = R(q_k - q_{-k}) \sin k\vartheta; \quad (10)$$

$$dM = RQ d\vartheta. \quad (11)$$

где E – модуль упругости материала крепи; I – момент инерции радиального сечения крепи.

Исключив из формул (9)-(11) ΔN и Q , получим уравнение

$$\frac{d^3 M}{d\vartheta^3} + \frac{dM}{d\vartheta} \left[1 + P_{\text{кр}} \frac{R^3}{EI} \right] = -R^2 [(k+1)q_{-k} + (k-1)q_k] \sin k\vartheta. \quad (12)$$

Далее, воспользовавшись известным дифференциальным уравнением изогнутой оси кругового стержня

$$M = -\frac{EI}{R^2} \left(\frac{d^2 u_{\rho}^0(q)}{d\vartheta^2} + u_{\rho}^0(q) \right), \quad (13)$$

в которое на основании первого из условий (1), подставив значение перемещений (2), получим зависимость для изгибающего момента

$$M = \frac{EI}{2RG_{\text{н}}} [(k-1)q_{-k} + \chi(k+1)q_k] \cos k\vartheta. \quad (14)$$

После подстановки в формулу (12) значения моментов из формулы (14) и преобразований, получим выражение для критической силы

$$P_{\text{кр}} = \frac{EI}{R^3} (k^2 - 1) + G_{\text{н}} \frac{k+1 + (k-1)f_k}{2k[(k+1)\chi + (k-1)f_k]}. \quad (15)$$

В формуле (15) $k = 2, 3, 4, \dots$ – коэффициенты формы упругой линии кольца при потере устойчивости (число выпучиваний);

$f_k = \frac{q_{-k}}{q_k}$ – отношение пока еще неизвестных

коэффициентов разложения. Определим эти коэффициенты. Подставив выражение для M из зависимости (14) в уравнения (11) и (10), получим

$$\begin{aligned} \frac{1}{q_k} \frac{d\Delta N}{d\vartheta} = & -f_k \frac{EI k(k-1) + 2R^3 G_{\text{н}}}{2R^2 G} \sin k\vartheta - \\ & - \frac{EI \chi k(k+1) - 2R^3 G_{\text{н}}}{2R^2 G_{\text{н}}} \sin k\vartheta. \end{aligned} \quad (16)$$

С другой стороны используем зависимость для определения продольной силы в кольце при деформации его оси

$$\Delta N = \frac{Et}{R} \left(\frac{du_{\vartheta}^0(q)}{d\vartheta} - u_{\rho}^0(q) \right), \quad (17)$$

где t – толщина кольца (крепи).

На основании условий контактной задачи (1), подставив в (17) выражения для перемещений из формул (2), (3) и продифференцировав по ϑ , получим

$$\begin{aligned} \frac{1}{q_k} \frac{d\Delta N}{d\vartheta} = & f_k \frac{Et(k-1)^2}{2G_{\text{н}}} \sin k\vartheta + \\ & - \frac{Et \chi (k+1)^2}{2G_{\text{н}}} \sin k\vartheta. \end{aligned} \quad (18)$$

Далее приравняв правые части выражений (17), (18) и решив полученное уравнение относительно f_k , получим формулу для определения отношения коэффициентов разложения

$$f_k = \frac{a_k + b_k + c}{d_k + e_k + c}, \quad (19)$$

где

$$\begin{aligned} a_k &= EI\chi k(k+1); \\ b_k &= -Et\chi R^2(k+1)^2; \\ c &= -2GR^3; \\ d_k &= -Elk(k-1); \\ e_k &= -EtR^2(k-1)^2. \end{aligned} \quad (20)$$

$k = 2, 3, 4...$

Для обобщения полученных результатов для кольца на сплошную крепь необходимо учесть цилиндрическую жесткость. Для этого в формулы (15) и (20) подставим вместо модуля упругости E величину

$$E^* = \frac{E}{1-\nu^2}, \quad (21)$$

где ν – коэффициент Пуассона материала крепи.

Из формул (15), (20), (21) видно, что величина критического давления зависит от механических характеристик массива пород (G_{Π} , ν_{Π}), механических (E , ν_{Π}) и геометрических (I , R , t) характеристик крепи, а также числа выпучиваний крепи k .

При нагружении крепи внешним гидростатическим давлением и отсутствии со стороны массива отпора ($G_{\Pi} = 0$) (например при бурении ствола и погружении крепи в глинистый раствор, заполняющий ствол), формула (15) при $k = 2$ преобразуется в зависимость Ф. Грасхофа – Ж. А. Бресса

$$P_{кр} = \frac{3EI}{R^3}.$$

Приведем некоторые числовые результаты. Определим критическое давление на стальную

трубу $2R = 2,0$ м, $t = 0,018$ м. Модуль упругости крепи $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа. Коэффициент Пуассона материала крепи $\nu = 0,35$. Крепь возводится в глине с модулем деформации $E_{\Pi} = 15$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu_{\Pi} = 0,43$. Коэффициент отпора породы (для сопоставительного расчета по методу Николаи Е. Л.) $K_{\sigma} = 50$ МН/м. В табл. 1 приведены результаты расчета критического давления $P_{кр}$ по предлагаемому методу и методу Николаи Е. Л. при числе выпучиваний $k = 2...6$.

Таблица 1

Критическое давление

Метод расчета	$P_{кр}$ (МПа) при числе k				
	2	3	4	5	6
Николай Е.Л.	16,9	7,1	4,9	4,6	5,1
предлагаемый	5,4	4,1	3,9	4,4	5,3

В расчет принимается меньшее из значений силы $P_{кр} = 4,6$ МПа в первом случае и $P_{кр} = 3,9$ МПа во втором. Расчеты по методикам приводят к близким результатам, но дают завышенные критические давления на крепь вследствие принятого ими допущения, что сопротивление пород препятствует искажению формы крепи по всему ее периметру сечения как на участках с перемещениями в сторону массива, так и на участках с перемещениями во внутрь выработки.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Айвазов, Ю. Н. Алгоритм решения контактной задачи для тоннельных обделок, обжатых в породе [Текст] / Ю. Н. Айвазов, А. А. Сивцов // Автомобильные дороги и дорожное строительство. – К.: Будівельник. – 1992. – Вып.50 – с. 81-87.
2. Бульчев, Н. С. Механика подземных сооружений [Текст] / Н. С. Бульчев – М.: Недра. – 1994. – 382 с.

Поступила в редколлегию 15.06.2012.
Принята к печати 29.06.2012.

О. О. СІВЦОВ, Г. В. ДЕСЯТИХ (Уральський державний університет шляхів сполучення, Єкатеринбург, Росія)

АЛГОРИТМ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ КРІПЛЕННЯ ВЕРТИКАЛЬНИХ ГІРСЬКИХ ВИРОБОК З УРАХУВАННЯМ ЇХ КОНТАКТНОЇ ВЗАЄМОДІЇ З МАСИВОМ ПОРІД

На базі рішення контактної задачі теорії пружності отримані розрахункові залежності для визначення критичного тиску на кріплення вертикальних виробок. Приведено порівняння результатів розрахунку по запропонованому алгоритму з існуючими методами.

Ключові слова: кріплення, гірська виробка, критичний тиск, контактна взаємодія, стійкість кріплення

A.A. SIVTSOV, G.V. DESYATYKH (Ural State University of Railway Transport , Ekaterinburg, Russia)

ALGORITHM OF THE VERTICAL MINE SHAFT LINING STABILITY CALCULATION CONSIDERING IT CONTACT INTERACTION WITH A ROCK MASS

Based on the elastic contact problem solution, analytical relations for evaluation of critical pressure on a shaft lining deduced. Comparison of calculation results by the proposed algorithm with existing methods added.

Keywords: lining, mine, critical pressure, contact interaction, stability

А. Г. СИНЕОК, А. М. ГЕРАСИМЕНКО, В. Д. РЯБОКОНЬ, К. В. РЯБЦЕВ, В. В. БРИЧАК, С. Н. ТОВСТИЙ (Институт электросварки имени Е. О. Патона НАН Украины, Киев)

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ СВАРКИ ПРИ УКРУПНЕНИИ И МОНТАЖЕ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ АРКИ ПОДОЛЬСКОГО МОСТОВОГО ПЕРЕХОДА В КИЕВЕ

В работе освещены вопросы применения современных технологий ручной дуговой и автоматической сварки при монтаже металлоконструкций арки Подольского мостового перехода в г.Киеве.

Ключевые слова: укрупнение и монтаж металлоконструкций арки, современные технологии сварки, монтажные блоки, научно-техническое и технологическое сопровождение

Институтом электросварки им. Е. О. Патона осуществляется научно-техническое и инженерное сопровождение строительства при укрупнении и монтаже металлоконструкций арки Подольского мостового перехода в г.Киеве (габариты поперечника 3300×4100 мм и вес 1 монтажного блока 120 тонн).

Исходя из конструктивных решений, условий транспортировки, требований к подъёмно-транспортному оборудованию, используемому при строительстве и транспортировке заводских элементов металлоконструкций арки были исследованы и применены современные технологии ручной, полуавтоматической и автоматической сварки. Специалистами ИЭС им. Е. О. Патона обеспечено комплексное решение научных, проектных, производственных вопросов, изучено рациональное назначение способов сварки монтажных соединений с учётом укрупнения и монтажа отдельных секций-блоков арки, связующих ферм и раскосных ферм. Разработаны и внедрены технологии ручной дуговой сварки электродами ОК 53.70 и Fox EV 50, автоматической сварки под слоем флюса АН-47 проволокой Св-10НМА монтажных соединений арки.

Монтажные стыки арки включают стыковые и тавровые соединения толщиной от 20 до 50 мм, в том числе с нестандартными разделками торцов с переменным углом наклона стыков стенок в вертикальной плоскости в пределах 0...34°. Сварку необходимо выполнять в нижнем, вертикальном, потолочном в горизонтальном на вертикальной плоскости положениях. Такие условия предъявляют повышенные требования к способам механизированной сварки. При разработке технологии монтажа арки рас-

сматривался вопрос применения автоматической сварки под флюсом поперечных стыковых швов поясов блоков арки по типу С18 ГОСТ8713-79 на медной подкладке со стеклотканной прослойкой, или на самоклеющихся керамических и стеклоподкладках.



Рис. 1. Укрупнение элементов блоков арки. Строительство Подольского мостового перехода



Рис. 2. Поперечное сечение арки

Для обеспечения необходимой геометрии и проектного положения продольных и поперечных осей веток арки поясные стыки каждого поперечника собирали и сваривали одновременно без перерыва, с заполнением сечения разделки на $1/3$ толщины, выдерживая регламентированную технологией температуру полойных проходов. Стыки по стенкам $\delta = 32$ и 25 мм при сварке поясов на $1/3$ сечения находятся в свободном состоянии (на подклинке с применением

П-образных скоб). При этом зазор в монтажных стыках стенок устанавливается на $2...3$ мм больше нормированного WPS, с учётом поперечной усадки в пределах $2,5...3,0$ мм при сварке поясов на указанную выше толщину. Был рассмотрен и принят вариант сварки поясов по следующей схеме:

- формирование корня шва полуавтоматической сваркой проволокой сплошного сечения в CO_2 на медной подкладке со стеклотканью или на самоклеющейся подкладке;
- заполнение большей части разделки ($4/5$ сечения) автоматической сваркой под флюсом;
- выполнение приповерхностных и облицовочных швов ($1/5$ часть сечения разделки) полуавтоматической сваркой, вследствие невозможности завершения сварки всего сечения автоматической сваркой под флюсом из-за подтекания сварочной ванны. На контрольных образцах отрабатывалась техника сварки, подбирались режимы, уточнялись параметры сборки, выполнялись исследования механических свойств металла шва и сварного соединения.

С целью проверки технологии односторонней автоматической сварки под флюсом стыковых соединений поясов арки была выполнена сварка контрольного стыкового соединения из стали 10ХСНД-3 толщиной 50 мм проволокой Св-10НМА под слоем флюса АН-47 (рис. 3 и 4).

Разработанная технология с использованием данных сварочных материалов обеспечивает качество выполненных сварных соединений и соответствие требованиям НТД принятой в мостостроении. В табл. 1 приведены результаты испытаний контрольных сварных соединений, выполненных по разработанным в ИЭС технологиям.

В результате выполненных исследований для всех основных монтажных соединений ме-

таллоконструкций арки приняты технологии автоматической сварки под флюсом АН-47 проволокой Св-10НМА и ручной дуговой электродами FOX EV 50, ОК 53.70. В соответствии с ДСТУ 3951-2000 разработаны и согласованы с заказчиком (Дирекцией строительства дорожно-транспортных сооружений г. Киева) технологические инструкции на сборку-сварку сварных соединений.

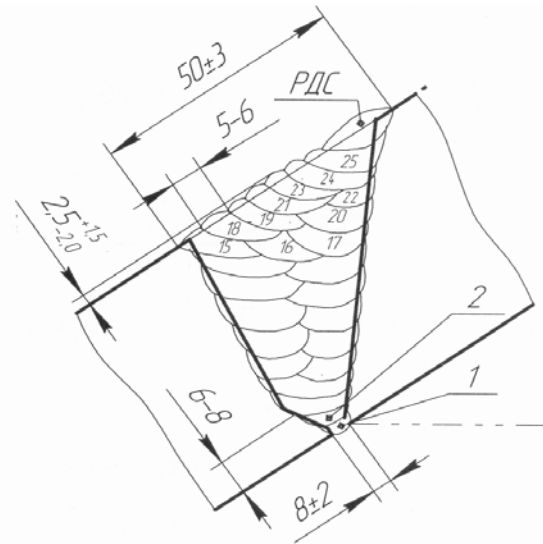


Рис. 3. Сварное соединение стали 10ХСНД толщиной 50 мм. Автоматическая сварка проволокой Св-10НМА под флюсом АН-47



Рис. 4. Автоматическая сварка под флюсом стыковых соединений поясов арки

Результаты испытания контрольных сварных соединений из проката 10ХСНД-3, выполненных по разработанным технологическим инструкциям

№ п/п	Прокат, мм	Сварное соединение	Механические свойства сварного соединения		Механические свойства металла шва				Ударная вязкость КСЧУ Т _{исп} – 40 °С	
			σ_B , МПа	Угол загиба, град	σ_T , МПа	σ_B , МПа	δ_5 , %	ψ , %	ЗТВ	центр шва
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	32	Ручная дуговая вертикальное положение электроды Fox EV50	569,6	155	440,2	575,9	29,0	76,5	220,5	164,3
			568,5	155	480,4	582,7	22,7	75,0	198,9	146,5
									207,7	154,1
2.	32	Ручная дуговая вертикальное положение электроды ОК 53.70	552,4	122	472,4	582,7	30,0	76,6	93,9	155,6
			543,7	120	463,2	577,7	26,3	73,4	93,8	210,0
									114,5	128,5
3.	50	Автоматическая под флюсом проволока Св-10НМА, флюс АН-47	567,4	120	520	630	27,7	75,4	78,0	93,0
			552,0	120	536	623	25,6	76,3	91,3	110,8
					502	611	24,7	76,8	98,4	109,0
4.	32	Механизированная в CO ₂ Св-08Г2С, Ø 1,2 мм, вертикальное положение	610,9	81	536,5	623,7	13,67	41,2	217,2	63,7
			604,5	135	424,9	572,7	28,67	69,8	199,7	67,7
									218,4	54,3

В настоящее время специалистами Института электросварки выполняются работы по научному и технологическому сопровождению монтажа металлоконструкций арки, авторский надзор разработок в соответствии с ДБН В.1.2-5:2007.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
2. Синюк, О. Г. Впровадження сучасних зварювальних матеріалів та технологій для зварювання прокату підвищеної міцності [Текст] / О. Г. Синюк та ін. // Вісник Дніпропетр. нац.

ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2010. – Вип. 33. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2010 – С. 245–250.

3. Ковтуненко, В. А. Выбор стали для ответственных сварных строительных конструкций [Текст] / В. А. Ковтуненко, А. М. Герасименко, А. А. Гоцуляк // Автоматическая сварка – 2006 – № 11 – С. 32–37.
4. Лобанов, Л. М. Дослідження та оптимізація сучасних зварювальних технологій та матеріалів щодо відновлення та подовження експлуатаційного ресурсу діючих мостів [Текст] / Л. М. Лобанов та ін. // Проблеми ресурсу та безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин – К.: ІЕЗ, 2009 – С. 467–472.

Поступила в редколлегию 02.07.2012.

Принята к печати 23.07.2012.

О. Г. СИНЄОК, А. М. ГЕРАСИМЕНКО, В. Д. РЯБОКОНЬ, К. В. РЯБЦЕВ, В. В. БРИЧАК,
С. М. ТОВСТИЙ (Інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона НАН України, Київ)

СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ ЗВАРЮВАННЯ ПРИ УКРУПНЕННІ ТА МОНТАЖІ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ АРКИ ПОДІЛЬСЬКОГО МОСТОВОГО ПЕРЕХОДУ У КИЄВІ

У роботі висвітлені питання застосування сучасних технологій ручного дугового і автоматичного зварювання при монтажі металокопункцій арки Подільського мостового переходу в м. Києві.

Ключові слова: укрупнення і монтаж металокопункцій арки, сучасні технології зварювання, монтажні блоки, науково-технічний і технологічний супровід

A. G. SINEOK, A. M. GERASIMENKO, V. D. RIABOKON, K. V. RIABTSEV, V. V.
BRICHAK, S. N. TOVSTIY (The national Academy of Science of Ukraine, The E. O. Paton
Electric Welding Institute)

MODERN TECHNOLOGIES OF WELDING AT ENLARGEMENT AND EDITING OF METALL CONSTRUCTIONS OF ARCH OF THE PODOL'SKO GO BRIDGE TRANSITION IN KIEV

In work the questions of application of modern technologies of the hand arc and automatic welding are lighted up at editing of metal construction of arch of the Podol'skogo bridge transition in Kiev.

Keywords: enlargement and editing of metal construction of arch, modern technologies of welding, assembling blocks, scientific and technical and technological accompaniment

В. Р. СКАЛЬСЬКИЙ, О. М. СТАНКЕВИЧ (Фізико-механічний інститут імені Г. В. Карпенка НАНУ, Львів), В. З. СТАНКЕВИЧ (Львівський науково-дослідний інститут судових експертиз), Ю. Я. МАТВІЙВ (Луцький національний технічний університет)

АМПЛІТУДНО-ЧАСТОТНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРУЖНИХ КОЛИВАНЬ ПОВЕРХНІ ПІВПРОСТОРУ, ПОСЛАБЛЕНОГО ДИСКОПОДІБНОЮ ТРІЩИНОЮ ВІДРИВУ

Представлено розв'язок динамічної задачі про визначення хвильового поля переміщень на поверхні пружного півпростору, спричиненого розкриттям внутрішньої тріщини відриву. На підставі розв'язків крайових інтегральних рівнянь показано характер зміни амплітудно-частотних характеристик пружних коливань на поверхні твердого тіла у залежності від розмірів дефекту.

Ключові слова: тріщина відриву, пружні хвилі, крайові інтегральні рівняння

Руйнування матеріалів конструкцій – складний процес, який охоплює цілу низку можливих механізмів та явищ. Найнебезпечнішим дефектом матеріалу вважають тріщину, особливо за крихкого руйнування. У результаті стрибкоподібного поширення тріщин пружні хвилі акустичної емісії (АЕ), які випромінюються у матеріалі, перетворюють первинними перетворювачами в електричні сигнали, за якими можна ідентифікувати стадії руйнування.

Для ефективного діагностування технічного стану різноманітних промислових об'єктів та визначення їх залишкового ресурсу використовують підходи механіки руйнування матеріалів [1]. За побудованими математичними моделями процесів дефектоутворення, які супроводжуються випромінюванням АЕ у навантажених тілах, встановлюють залежності між характеристиками дефектів та параметрами пружних хвиль.

У цьому аспекті значну зацікавленість викликає математичне моделювання тріщин як джерел АЕ. У розв'язаних раніше динамічних задачах теорії тріщин використано різні підходи щодо вибору моделі тріщини (точкове джерело, півбезмежна плоска тріщина, сферична порожнина тощо) та методів математичних розрахунків, зокрема методів сингулярних інтегральних рівнянь [2], методу скінчених елементів [3], скінчених різниць [4] тощо. Більшість задач розв'язано для випадку безмежного тіла. Врахування ж зовнішньої вільної поверхні тіла дозволяє коректніше описати фізичні явища. У цьому випадку хвильова картина у тілі значно складніша, ніж у випадку безмежного тіла, оскільки взаємодія пружних хвиль з поверхнею породжує додаткові коливання, які можуть суттєво впливати на перерозподіл характеристик

пружного поля переміщень від тріщини. У працях [5–8] із застосуванням методу крайових інтегральних рівнянь (КІР) досліджено характеристики пружного поля переміщень на поверхні півпростору, ініційованого зміщенням протилежних поверхонь внутрішніх тріщин різної орієнтації.

Мета досліджень – вивчення амплітудно-частотних параметрів хвильового поля переміщень, внаслідок зміщення поверхонь наявної у пружному півпросторі дископодібної тріщини за механізмом відриву.

Розглядаємо півбезмежне пружне ізотропне тіло у вигляді півпростору, послаблене дископодібною тріщиною, яку моделюємо у вигляді плоского розрізу (рис. 1). Тріщина займає плоску область S_1 і паралельна поверхні S_0 півпростору. Глибина залягання дефекту становить d . Пружні хвилі, породжуються розкриттям протилежних поверхонь S^\pm тріщини. При цьому її контур залишається нерухомим, а контакт поверхонь у процесі розкриття відсутній.

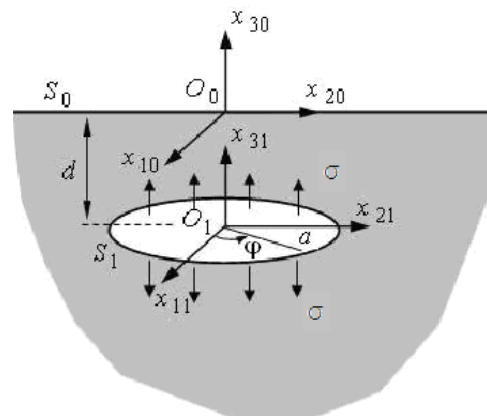


Рис. 1. Схема зміщення поверхонь тріщини відриву у півпросторі

Задача полягає у визначенні поля пружних переміщень $\bar{\mathbf{u}}$, які задовольняють диференціальне рівняння Ляме

$$\Delta_3 \bar{\mathbf{u}} + \frac{1}{1-2\mu} \text{grad div } \bar{\mathbf{u}} = \frac{\rho}{G} \frac{\partial^2 \bar{\mathbf{u}}}{\partial t^2}, \quad (1)$$

де μ – коефіцієнт Пуассона, ρ – питома густина, G – модуль зсуву матеріалу тіла, з крайовими умовами

$$u_j(\mathbf{x}, t) = U_j(\mathbf{x}, t), \quad j = \overline{1, 3}, \quad x \in S_1, \quad (2)$$

$$\sigma_{j3}(\mathbf{x}, t) = 0, \quad j = \overline{1, 3}, \quad x \in S_0,$$

та нульовими початковими умовами

$$u_j(\mathbf{x}, 0) = 0, \quad \dot{u}_j(\mathbf{x}, 0) = 0, \quad j = \overline{1, 3}. \quad (4)$$

Задачу розв'язуємо у перетвореннях Фур'є за часом. Тоді рівняння (1) запишемо у вигляді

$$\Delta_3 \bar{\mathbf{u}} + \frac{1}{1-2\mu} \text{grad div } \bar{\mathbf{u}} + \omega^2 \frac{\rho}{G} \bar{\mathbf{u}} = 0, \quad (5)$$

а крайові умови (2)-(3) – у вигляді

$$\bar{u}_j(\mathbf{x}, \omega) = \bar{U}_j(\mathbf{x}, \omega), \quad j = \overline{1, 3}, \quad x \in S_1, \quad (6)$$

$$\bar{\sigma}_{j3}(\mathbf{x}, \omega) = 0, \quad j = \overline{1, 3}, \quad x \in S_0. \quad (7)$$

Параметр перетворення Фур'є ототожнюємо з частотою коливань ω , а трансформанти Фур'є $\bar{u}_j, \bar{\sigma}_j$ – з амплітудними значеннями відповідних фізичних величин u_j, σ_j . Розглядаємо усталений у часі процес, тому початкові умови відсутні. Функціями \bar{U}_j задаємо розкриття поверхонь тріщини у вигляді стрибка переміщень точок протилежних поверхонь S_1^\pm дефекту

$$\bar{U}_j(\mathbf{x}, \omega) = \Delta \bar{u}_{j1}(x, \omega) = [\bar{u}_{j1}^-(\mathbf{x}, \omega) - \bar{u}_{j1}^+(\mathbf{x}, \omega)] / 4\pi, \quad j = \overline{1, 3}, \quad \mathbf{x} \in S_1.$$

Для розв'язання задачі використовуємо метод КІР, який дозволяє перейти від тривимірної задачі до двовимірної та не накладає обмежень на геометрію області дефекту.

Розв'язок рівняння (5) подамо у формі Гельмгольца через скалярний ϕ та векторний $\bar{\psi}$ потенціали

$$\bar{\mathbf{u}} = \text{grad } \phi + \text{rot } \bar{\psi}, \quad (8)$$

які задовольняють однорідні рівняння Гельмгольца

$$\Delta_3 \phi + \omega_1^2 \phi = 0, \quad \Delta_3 \bar{\psi}_j + \omega_2^2 \bar{\psi}_j = 0, \quad j = \overline{1, 3},$$

де $\omega_j = \omega/c_j, j = 1, 2, c_1, c_2$ – швидкості поширення у тілі поздовжньої та поперечної пружних хвиль. Єдиність розв'язку задачі забезпечується накладанням додаткових умов випромінювання Зоммерфельда на безмежності [9].

Для представлення функцій $\bar{\phi}$ та $\bar{\psi}$ використали результати праці [10]

$$\bar{\phi} = \frac{2}{\omega_2^2} \left\{ \left(\Delta_2 + \frac{\omega_2^2}{2} \right) P_{11} - \frac{\partial}{\partial x_3} \left(\frac{\partial P_{21}}{\partial x_2} + \frac{\partial P_{11}}{\partial x_1} \right) \right\};$$

$$(3) \quad \bar{\psi}_j = (-1)^{j+1} \frac{2}{\omega_2^2} \left\{ \frac{\partial}{\partial x_{(3-j)}} \left(\frac{\partial P_{22}}{\partial x_2} + \frac{\partial P_{12}}{\partial x_1} \right) + \frac{\omega_2^2}{2} P_{(3-j)2} + \frac{\partial^2 P_{32}}{\partial x_{(3-j)} \partial x_3} \right\};$$

$$j = 1, 2, \quad \bar{\psi}_3 = 0,$$

де $\Delta_2 = \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2}$ – двовимірний оператор Лапласа;

$$P_{jk}(\mathbf{x}) = \iint_S \Delta \bar{u}_j(\xi) \Phi_k(\mathbf{x}, \xi) dS_\xi; \quad (9)$$

$$\Phi_k(\mathbf{x}, \xi) = \frac{\exp(i\omega_k |\mathbf{x} - \xi|)}{|\mathbf{x} - \xi|}; \quad j = \overline{1, 3}, \quad k = 1, 2$$

– потенціали Гельмгольца. Тут $|\mathbf{x} - \xi| = \sqrt{(x_1 - \xi_1)^2 + (x_2 - \xi_2)^2 + x_3^2}$ – відстань між точками $\mathbf{x}(x_1, x_2, x_3)$ і $\xi(\xi_1, \xi_2, 0)$. Густини $\Delta \bar{u}_j$ потенціалів характеризують стрибок зміщень точок протилежних поверхонь тріщини в процесі її розкриття в напрямку відповідних координатних осей. Вибір розв'язку за допомогою потенціалів (9) автоматично задовольняє умови Зоммерфельда на безмежності.

Надалі обмежимося розглядом осесиметричної задачі, коли функції розкриття поверхонь тріщини описуються залежностями

$$\Delta u_{11}(x, \omega) = Q(r, \omega) \cos \varphi;$$

$$\Delta u_{21}(x, \omega) = Q(r, \omega) \sin \varphi;$$

$$\Delta u_{31}(x, \omega) = F(r, \omega), \quad x \in S_1,$$

де r, φ – полярні координати. Для спрощення запису у подальшому знак « Δ » над шуканими величинами опускаємо.

Переміщення $\bar{\mathbf{u}}$ в довільній точці \mathbf{x}_n тіла складаються з переміщень $\bar{\mathbf{u}}_n$, спричинених

розкриттям поверхонь дефекту, і переміщень $\bar{\mathbf{u}}_0$ від коливання точок поверхні півпростору

$$\bar{\mathbf{u}}(\mathbf{x}_n) = \bar{\mathbf{u}}_1(\mathbf{x}_n) + \bar{\mathbf{u}}_0(\mathbf{x}_n). \quad (10)$$

Після виконання послідовності відповідних підстановок потенціали Гельмгольца набувають вигляду

$$P_{j l k n}(\mathbf{x}_n) = \iint_S \Delta u_{j n}(\xi) \Phi_l(\mathbf{x}_{kn}, \xi) dS_\xi;$$

$$j = \overline{1,3}; \quad l = 1,2; \quad k, n = 0,1,$$

де густини Δu_{j1} – відомі (задані) функції розкриття поверхонь тріщини, а невідомі густини Δu_{j0} – характеризують умовні переміщення точок поверхні півпростору.

Для визначення Δu_{j0} задовольняємо крайові умови на поверхні S_0 півпростору (7) і отримуємо систему трьох двовимірних КІР відносно невідомих густин Δu_{j0} :

$$\Delta_2 (\Delta_2 + (1 - \delta_{j3}) \omega_1^2 + \delta_{j3} \omega_2^2) \times$$

$$\times \iint_{S_0} \Delta u_{j0}(\xi) \frac{\exp(i\omega_1 |\mathbf{x}_0 - \xi|)}{|\mathbf{x}_0 - \xi|} dS_\xi -$$

$$- \left(\Delta_2 + \frac{\omega_2^2}{2} \right)^2 \iint_{S_0} \Delta u_{j0}(\xi) \frac{\exp(i\omega_2 |\mathbf{x}_0 - \xi|)}{|\mathbf{x}_0 - \xi|} dS_\xi =$$

$$= -B_j(\mathbf{x}_0); \quad j = \overline{1,3}; \quad \mathbf{x}_0 \in S_0. \quad (11)$$

Вирази B_j у правих частинах рівнянь (11) містять двовимірні інтеграли з відомими густинами Δu_{j1} . Застосувавши до системи КІР (11) двовимірне інтегральне перетворення Фур'є за змінними x_1, x_2 , отримали систему лінійних алгебричних рівнянь відносно Фур'є-трансформант функцій Δu_{j0} . Розв'язавши систему рівнянь та застосувавши до її розв'язків обернене перетворення Фур'є, отримали інтегральні представлення для густин Δu_{j0} через відомі функції розкриття поверхонь тріщини

$$\Delta u_{j0}(\zeta) = \frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_0^{\infty} \frac{\tau}{R(\tau)} J_0(\tau |\zeta - \eta|) \times$$

$$\times \sum_{n=1}^3 a_{jn} B_n d\tau dS_\eta;$$

$$R(\tau) = R_3^2(\tau) - \tau^2 R_1(\tau) R_2(\tau);$$

$$R_j(\tau) = \sqrt{\tau^2 - \omega_j^2}; \quad j = 1,2; \quad R_3(\tau) = \tau^2 - \frac{\omega_2^2}{2}. \quad (12)$$

У результаті врахування крайових умов на поверхні півпростору у співвідношеннях (12) з'являється функція Релея $R(\tau)$, що свідчить про появу у тілі нового типу пружної хвилі – поверхневої хвилі Релея.

На наступному етапі розв'язування задачі підставляли знайдені співвідношення для густин Δu_{j0} (12) у вирази для переміщень (10) та визначали переміщення на поверхні півпростору. Для тріщини нормального відриву функції розкриття поверхонь задавали співвідношеннями

$$\Delta u_{11}(x) = \Delta u_{21}(x) = 0;$$

$$\Delta u_{31}(x) = \sqrt{a^2 - x_1^2 - x_2^2} = \sqrt{a^2 - r^2}; \quad x \in S_1.$$

Виконавши відповідні підстановки та обчисливши двовимірні інтеграли по області тріщини та поверхні півпростору, отримали інтегральні представлення для вертикальних та горизонтальних переміщень на поверхні півпростору:

$$u_3(r^*, \omega) = 2\pi a \int_0^{\infty} \frac{\Omega_3(\tau)}{R(\tau)} M(\tau) J_0(\tau r^*) d\tau;$$

$$u_r(r^*, \omega) = -4\pi a \int_0^{\infty} \frac{\Omega_r(\tau)}{R(\tau)} M(\tau) J_1(\tau r^*) d\tau;$$

$$\Omega_r(\tau) = R_2(\tau) R_3(\tau) [e^{-dR_1(\tau)} - e^{-dR_2(\tau)}];$$

$$\Omega_3(\tau) = \frac{1}{\tau} \left[\tau^2 R_1(\tau) R_2(\tau) e^{-dR_1(\tau)} - \right.$$

$$\left. - R_3^2(\tau) e^{-dR_2(\tau)} \right];$$

$$M(\tau) = \frac{\sin a\tau}{a\tau} - \cos a\tau,$$

де a – радіус тріщини (R_T), r^* – відстань від епіцентру утворення тріщини до точки спостереження A , в якій визначають переміщення (рис. 2).

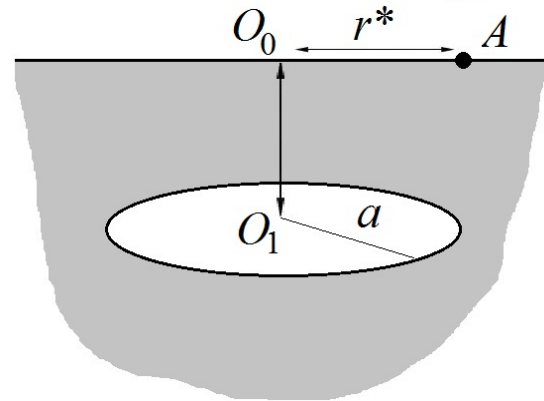


Рис. 2. Схема визначення переміщень на поверхні півпростору

На рис. 3 представлені залежності амплітудних нормованих значень переміщень $|u_3|/a$ і $|u_r|/a$ від хвильового числа $\omega_2 a$ за різних розмірів тріщин ($R_T = a; 2a; 4a$), отримані у ре-

зультаті числових розрахунків для значення коефіцієнта Пуассона $\mu = 0,3$. Глибина d залягання тріщини становила $2a$, відстань $r^* = 8a$.

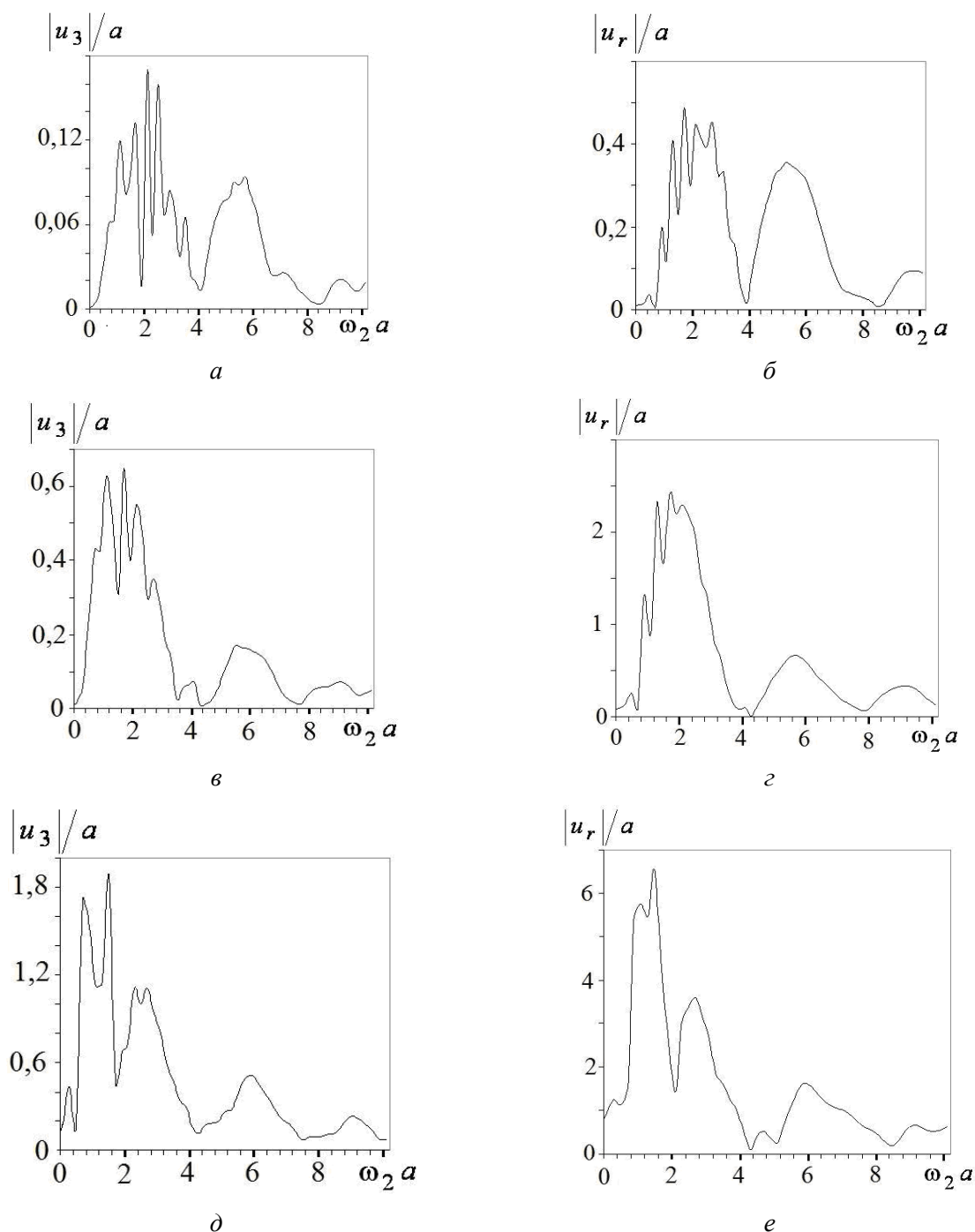


Рис. 3. Залежність нормованих значень переміщень на поверхні півпростору у точці спостереження $r^* = 8a$ і $d = 2a$ від хвильового числа:

$$a, б - R_T = a; в, г - R_T = 2a; д, е - R_T = 4a$$

Графіки залежностей починаються від статичних значень переміщень для $\omega_2 a = 0$, потім зростають і приймають осцилюючий характер з поступовим зниканням. Збільшення розмірів

тріщини призводить до: збільшення амплітудних значень переміщень; зменшення кількості осциляцій на проміжку $\omega_2 a < 4$; звуження ширини спектра частот та зміщення у сторону ниж-

чих частот значення приведеної частоти, за якої переміщення досягають максимальних значень.

Як зазначено вище, під час АЕ-діагностування технічних об'єктів прийняті пружні коливання поверхні реєструють як електричні сигнали. Надалі вважаємо, що на виході первинного перетворювача отримуємо електричні відображення коливань без спотворення або з мінімальними спотвореннями форми [2]. Тоді отримані результати зміни амплітудно-частотних параметрів переміщень на поверхні твердого тіла справедливі і для відповідних сигналів АЕ.

Нами виконано числові розрахунки ширини смуги частот та домінуючої частоти пружних хвиль АЕ для випадку розкриття тріщини відриву у конструкційних сталях 38ХНЗМФА та 45. Вихідні дані: сталь 38ХНЗМФА: $E = 210$ ГПа; $G = 83$ ГПа; $\rho = 7900$ кг/м³; $\mu = 0,265$; $c_2 = 3241$ м/с; сталь 45: $E = 200$ ГПа; $G = 78$ ГПа; $\rho = 7826$ кг/м³; $\mu = 0,282$; $c_2 = 3157$ м/с. Параметри тріщини: $a = 5 \times 10^{-3}$ м; $d = 2a$; $r^* = 8a$ (див. рис. 2). Результати обчислень відображено у табл. 1.

Таблиця 1

Залежність частотних параметрів пружних хвиль АЕ від розмірів дископодібної тріщини для різних конструкційних матеріалів

Радіус тріщини	Ширина смуги частот		Значення домінуючої частоти	
	Δf_r , кГц	Δf_3 , кГц	f_{\max}^r , кГц	f_{\max}^3 , кГц
a	186 / 181	186 / 181	258 / 251	206 / 201
2a	134 / 131	165 / 161	165 / 161	114 / 111
4a	83 / 81	103 / 100	145 / 141	105 / 100

Примітка: у чисельнику значення для сталі 38ХНЗМФА; у знаменнику – для сталі 45

Вони показали, що із збільшенням розмірів тріщини ширина смуги частот звужується, а значення домінуючої частоти зміщується у сторону нижчих частот. Водночас, що більша тріщина, то більших значень набувають переміщення на поверхні півпростору, тобто амплітуди сигналів АЕ зростають.

Висновки

За отриманими розв'язками тривимірної динамічної задачі для пружного півпростору, послабленого дископодібною тріщиною відриву, встановили, що характер коливань поверхні півпростору залежить від розмірів тріщини. Коливання мають осцилюючий характер, із поступовим зниканням.

За умови збільшення розмірів тріщини зростають амплітуди коливань точок поверхні півпростору, звужується ширина смуги частот та зменшується значення частоти, за якої коливання досягають максимальних амплітуд. Використання отриманих результатів під час АЕ-діагностування дозволяє встановити характер руйнування у конструкційному матеріалі, що водночас сприяє підвищенню ефективності оцінки залишкового ресурсу об'єкта контролю.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Андрейків, О. Є. Теоретичні основи методу акустичної емісії в механіці руйнування [Текст] / О. Є. Андрейків, В. Р. Скальський, Г. Т. Сулим. – Львів: Сполом, 2007. – 479 с.
2. Назарчук, З. Т. Акустико-емісійне діагностування елементів конструкцій: наук.-техн. посіб. у 3 т. – Т. 1: Теоретичні основи методу акустичної емісії [Текст] / З. Т. Назарчук, В. Р. Скальський. – К.: Наукова думка, 2009. – 287 с.
3. Билек, З. Излучение волн напряжений при страгивании трещины методом конечных элементов [Текст] / З. Билек // Проблемы прочности. – 1980. – № 6. – С. 23–25.
4. Alterman, Z. The vibration of elastic plane and half plane due to the sudden appearance of a crack [Текст] / Z. Alterman, R. Burridge, D. Loewenthal // Geophys. J. Roy. Astron. Soc. – 1971. – 24, № 1/2. – P. 239–259.
5. Скальський, В. Р. Визначення переміщень на поверхні півпростору, спричинених утворенням внутрішньої тріщини скруту [Текст] / В. Р. Скальський, О. М. Станкевич // Вісник ДНУЗТу ім. академіка В. Лазаряна. – Вип. 33. – Дніпропетровськ, 2010. – С. 255–258.
6. Грилицький, М. Д. Зведення задачі про взаємодію тріщин у защемленому півпросторі до крайових інтегральних рівнянь [Текст] / М. Д. Грилицький, І. П. Лаушник, О. М. Станкевич // Фізико-хімічна механіка матеріалів. – 2003. – № 1. – С. 71–76.

7. Хай, М. В. Фундаментальний розв'язок квазістатичної задачі для півпростору з плоскими тріщинами [Текст] / М. В. Хай, В. З. Станкевич // Фізико-хімічна механіка матеріалів. – 2002. – № 3. – С. 25–28.
8. Хай, М. В. Определение перемещений на поверхности тела, обусловленных разрывами сплошности среды [Текст] / М. В. Хай, В. З. Станкевич // Прикладная механика. – 1994. – № 30. – С. 25–33.
9. Владимиров, В. С. Уравнения математической физики [Текст] / В. С. Владимиров. – М.: Наука, 1981. – 512 с.
10. Кит, Г. С. Метод потенциалов в трехмерных задачах термоупругости тел с трещинами [Текст] / Г. С. Кит, М. В. Хай. – К.: Наукова думка, 1989. – 288 с.

Надійшла до редколегії 26.06.2012.
 Прийнята до друку 09.07.2012.

В. Р. СКАЛЬСКИЙ, Е. М. СТАНКЕВИЧ (Физико-механический институт имени Г. В. Карпенка НАНУ, Львов), В. З. СТАНКЕВИЧ (Львовский научно-исследовательский институт судебных экспертиз), Ю. Я. МАТВИИВ (Луцкий национальный технический университет)

АМПЛИТУДНО-ЧАСТОТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ УПРУГИХ КОЛЕБАНИЙ ПОВЕРХНОСТИ ПОЛУПРОСТРАНСТВА, ОСЛАБЛЕННОГО ДИСКООБРАЗНОЙ ТРЕЩИНОЙ ОТРЫВА

Представлено решение динамической задачи определения волнового поля перемещений на поверхности полупространства, обусловленного раскрытием внутренней трещины отрыва. На основе решений граничных интегральных уравнений показан характер изменения амплитудно-частотных характеристик упругих колебаний на поверхности твердого тела в зависимости от размеров дефекта.

Ключевые слова: трещина отрыва, упругие колебания, граничные интегральные уравнения

V. SKALSKY, E. STANKEVYCH (Karpenko Physico-Mechanical Institute of the National Academy of Sciences of Ukraine, Lviv), V. STANKEVYCH (Lviv Research Forensic Institute), YU. MATVIIV (National Technical University of Luck)

SPECTRAL CHARACTERISTICS OF SURFACE ELASTIC OSCILLATIONS OF HALF-SPACE WEAKENED BY A MODE I PENNY-SHAPED CRACK

The solution of a dynamic problem for calculation of displacement field caused by internal mode I crack opening is presented. Based on boundary integral equations solutions it was revealed that a spectral characteristics of half-space surface elastic oscillations depend on defect sizes.

Keywords: a crack of mode I, an elastic oscillations, a boundary integral equations method

В. Р. СКАЛЬСЬКИЙ, І. М. ЛЯСОТА, О. М. СТАНКЕВИЧ (Фізико-механічний інститут імені Г. В. Карпенка НАНУ, Львів), Т. В. СЕЛІВОНЧИК (Луцький національний технічний університет)

АКУСТИКО-ЕМІСІЙНЕ ІДЕНТИФІКУВАННЯ ДЖЕРЕЛ РУЙНУВАННЯ АЛЮМІНІЄВОГО СПЛАВУ

Розглянуто особливості генерування акустичної емісії за статичного руйнування термічно зміщеного алюмінієвого сплаву 1201-Т. Металографічними та фрактографічними дослідженнями встановлено, що сплав руйнується за крихко-в'язким механізмом, де крихка складова відповідає розтріскуванню інтерметалідів Al_2Cu , а в'язка – α -твердому розчину. Аналіз хвильових відображень та їх неперервних вейвлет перетворень дає змогу чітко розпізнати за сигналами акустичної емісії механізми руйнування алюмінієвого сплаву.

Ключові слова: алюмінієвий сплав, акустична емісія, мікроструктура, мікрофрактограма, тріщина

В умовах сучасного науково-технічного прогресу з кожним днем все більше зростають об'єми випуску алюмінію і його високоміцних сплавів. Завдяки комплексу фізико-механічних, корозійних і технологічних властивостей їх успішно використовують практично в усіх галузях науки і техніки, зокрема і у будівництві мостових конструкцій. Однією з найважливіших проблем для сучасних транспортних систем є погіршення стану і зношуваність мостів. Це відбувається головним чином у зв'язку зі складними кліматичними умовами, використанням у зимовий час дорожньої солі, а також збільшення інтенсивності руху і навантаження. Наприклад у Швеції розроблена система алюмінієвого екструзійного мостового полотна для відновлення автомобільних мостів [1]. Таким чином реконструйовано близько 60-и мостів шляхом заміни бетонного полотна на ортотропну плиту, яка складається з алюмінієвих пресованих профілів, зібраних за допомогою з'єднання в шпунт. У деяких випадках така технологія застосовувалась під час будівництва нових мостів, більша частина яких знаходиться у Швеції, Норвегії, Фінляндії, Канаді, Росії тощо [1].

Застосування алюмінієвих сплавів (АС) у мостобудуванні має низку переваг: низька питома вага конструкцій; висока питома міцність та корозійна стійкість. У США за останні 75 років побудовано більше ста алюмінієвих мостів, термін експлуатації більшості яких вже добігає свого кінця [2]. Під дією різного роду навантажень та агресивних середовищ у елементах металокопункцій зароджуються різного роду дефекти, зокрема і гострі тріщини. У зв'язку з цим актуальною на даний час є проблема діагностування зародження руйнування таких мостових алюмінієвих елементів, зокрема

застосування у цьому напрямку методу акустичної емісії (АЕ) [3, 4]. Для ефективного АЕ-діагностування стану конструкцій, виготовлених з алюмінієвих сплавів, важливо створити відповідні методики з оцінки АЕ-активності і особливостей спектральних характеристик сигналів під час зародження і розвитку процесів руйнування.

З аналізу літературних джерел відомо деякі результати таких досліджень. Зокрема, автори праці [5] застосовували метод АЕ для дослідження розвитку штучно створених дефектів-імітаторів у вигляді тріщин під час навантаження внутрішнім тиском резервуарів, виконаних з АС марки АМг6М. За допомогою зареєстрованих під час експерименту сигналів АЕ (САЕ) автори розраховували критичний розмір тріщини, за якого ємність можна експлуатувати.

Вплив мікроструктури на випромінювання САЕ під час розтягання гладких зразків з технічного алюмінію та сплаву АМг6 вивчали у праці [6]. Автори стверджують, що у цьому сплаві активність випромінювання АЕ більше, ніж на порядок перевищує активність АЕ в алюмінії. Це зумовлено поведінкою границь зерен та наявністю часточок вторинної фази у сплаві.

У праці [7] виконано дослідження, метою яких було спостереження поведінки АЕ під час руйнування сплаву АМг6М, а також встановлення залежності характеру САЕ від виду дефекту. Показано, що вже за невеликих напружень у межах пружної деформації (80...90 МПа) спостерігається значна активність (6...8 імпл/с) АЕ, яка характеризується сигналами великої амплітуди. Встановлено, що навантаження зразка до напружень, у результаті яких з'являється пластична деформація

(300...320 МПа), не викликає помітної АЕ. Подальше зростання деформації характеризується появою одиничних АЕ-імпульсів малої енергії і активності. У зоні глибокої пластичної деформації АЕ носить імпульсний характер, тобто з'являється у вигляді «емісії вибухового типу». Підвищення навантаження аж до руйнування супроводжується появою САЕ малої амплітуди.

Мета досліджень – вивчення особливостей генерування сигналів АС за статичного навантаження зразків з термічно обробленого сплаву 1201-Т і визначення за параметрами САЕ моменту старту макротріщини та ідентифікація джерел руйнування алюмінієвого сплаву.

Матеріали та методика АЕ-випробувань

За схемою триточкового згину випробовували призматичні зразки розмірами 10×20×160 мм з термічно зміцненого АС марки 1201-Т. Зразки виготовляли з дотриманням норм і характерних співвідношень геометричних розмірів, що регламентуються у [8]. Довжина втомної тріщини разом із концентратором становила 10 мм. Структурну схему експериментальних досліджень представлено на рис. 1.

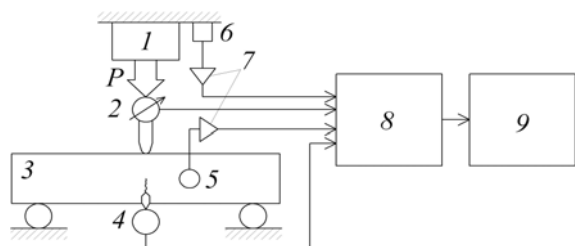


Рис. 1. Структурна схема експериментальних досліджень

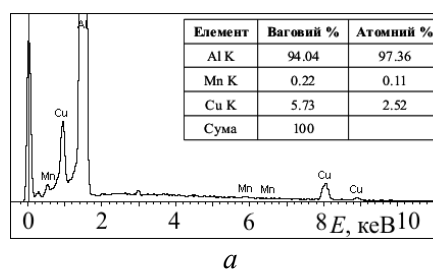
Навантажували зразки на установці СВР-5, з якої зусилля P через динамометр 2 передавалось на досліджуваний зразок 3. Розкриття берегів тріщини реєстрували тензометричним перетворювачем розкриття берегів тріщини 4. Сигнали АЕ, згенеровані у результаті руйнування, сприймалися первинним перетворювачем АЕ (ПАЕ) 5, який встановлювали на боковій поверхні зразка. Для селекції корисних сигналів від завад використовували паралельний АЕ-канал [4] (ПАЕ 6). Електричні сигнали АЕ підсилювали попередніми підсилювачами 7, після чого реєстрували багатоканальною вимірювальною АЕ-системою SKOP-8M 8 і обробляли на персональному комп'ютері 9. Для зменшення впливу хибних САЕ від тертя у місці дотикання поверхонь балкового зразка з опорами установки на них встановлювали антифрикційні прокладки. Навантаження та розкриття берегів тріщини реєстрували параметричними каналами вищезгаданої систе-

ми. У режимі постобробки будували діаграми «навантаження P – розкриття берегів тріщини v » та «навантаження P – час руйнування τ ».

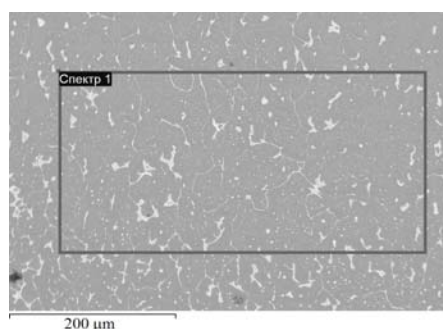
Для відбору сигналів використовували ПАЕ з робочою смугою частот 0,2...0,6 МГц. Перед початком кожного експерименту проводили тарування вимірювальних каналів [4]. Встановлювали такі налаштування АЕ-системи SKOP-8M: кількість вимірювальних каналів – 4, з яких два – для реєстрування САЕ (підсилення кожного 40 дБ); тривалість вибірки – 0,5 мс; період дискретизації аналогового сигналу – 0,25 мкс; частота зрізу фільтра низьких частот – 700 кГц; фільтра високих частот – 40 кГц; поріг дискримінації – 28 %; рівень власних шумів, приведених до входу попереднього підсилювача – 7 мкВ; коефіцієнт підсилення попередніх підсилювачів становив 34 дБ.

Дослідження мікроструктури та фрактографії сплаву 1201-Т

Для ідентифікації АЕ-методом джерел руйнування важливо дослідити мікроструктуру та мікрофрактограми зломів зразків АС. Сплав 1201-Т відноситься до системи легування Al – Cu – Mn (рис. 2, а). За кімнатної температури його мікроструктура складається з зерен, тіло яких становить α -твердий розчин міді і мангану в алюмінії та вторинної фази Al_2Cu , що рівномірно розподілена по зерну у вигляді дрібних голчастих включень, а також вздовж їх границь у формі крупних пластівців (див. рис. 2, б).



а



б

Рис. 2. Мікроструктура (а) та EDS-спектр розподілу елементів (б) в основному металі сплаву 1201-Т

З мікрофрактограми основного металу (рис. 3, а) бачимо, що злам є енергоємним, відповідає крихко-в'язкого типу руйнування. Спостерігається значна кількість квазівідкольних фасеток. Злам в основному складається з великих випуклостей та вм'ятин, поверхня яких всіяна дрібними фасетками. Співставивши мікроструктуру (див. рис. 2, б) та мікрофрактограми основного металу сплаву 1201-Т (див. рис. 3, а) бачимо, що форма та розміри зерен чітко співпадають з розмірами випуклостей та впадин і становлять приблизно 120...150 мкм. Геометрія включень вторинної фази Al_2Cu на мікроструктурі співмірна з розмірами крихких відколів на мікрофрактограмі (25...35 мкм) (див. рис. 3, б).

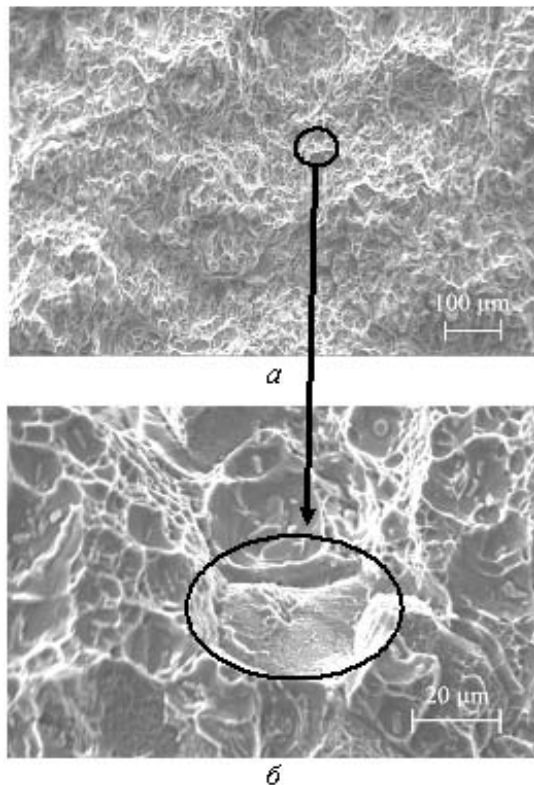


Рис. 3. Мікрофрактограми сплаву 1201-Т

Таким чином, можна зробити висновок, що в основному металі сплаву 1201-Т за статичного його навантаження тріщина рухається здебільшого по границях зерен, характер руйнування є крихко-в'язким, де в'язка складова відповідає руйнуванню a -твердого розчину, а крихка – розтріскуванню включень зміцнюючої фази.

Результати АЕ-досліджень та їх обговорення

Відомо [3], що метод АЕ чутливо реагує на процеси тріщиноутворення і дозволяє точніше, ніж традиційні методи [8] визначити початок субкритичного росту тріщини. Показано [3], що

за початок росту макротріщини слід брати момент якісної зміни інтенсивності САЕ на акустограмі, яка записана паралельно із діаграмою руйнування. За визначенням таким чином значенням навантаження P_{AE} , яке пропонуємо приймати за старт тріщини, обчислюють параметр K_{IAE} . Зазвичай K_{IAE} має нижче значення від K_{IC} , визначеного за регламентованими нормативно-технічною документацією методиками.

На рис. 4 показана діаграма «навантаження P – розкриття берегів тріщини v », а також зміну у часі суми амплітуд сигналів A_i , що перевищили поріг дискримінації.

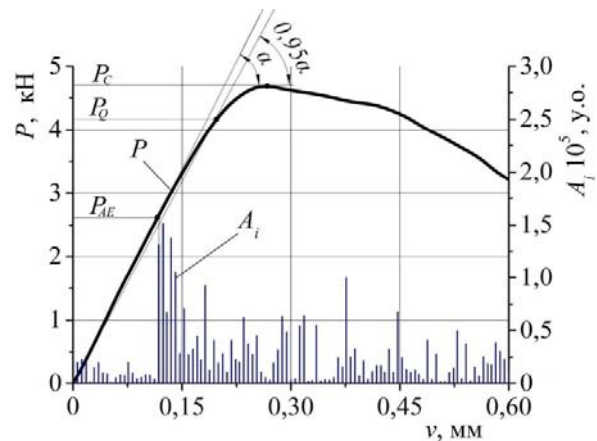


Рис. 4. Діаграма « $P - v$ » та зміна суми амплітуд вибірок A_i під час руйнування сплаву 1201-Т

З графіка бачимо різке підвищення АЕ-активності за навантаження 2,5 кН, а це, згідно [3] свідчить про старт макротріщини. Експерименти показали, що значення навантаження P_{AE} менше, ніж P_0 за яким оцінюють статичну тріщиностійкість K_{IC} , на 1,5...2 кН, що підтверджує краще визначення моменту старту тріщини АЕ-методом. Для сплаву 1201-Т коефіцієнт інтенсивності напружень визначений за P_{AE} становив $K_{IAE} = 20,5 \text{ МПа} \cdot \text{м}^{1/2}$, а розрахований за методикою [8] – $K_{IC} = 32,5 \text{ МПа} \cdot \text{м}^{1/2}$.

Для сплаву 1201-Т, який є гартованим та штучно зістареним, діаграма « $P - v$ » (див. рис. 4) відповідає крихко-в'язкому типу руйнування. На пружній ділянці генеруються САЕ слабких амплітуд, що свідчить про процеси скупчення та руху дислокацій та пластичного деформування металу. За навантаження 2,6 кН спостерігається різке підвищення амплітуд сигналів, що відповідає стрибкоподібному росту макротріщини. На закритичній стадії руйнування інтенсивність АЕ дещо послаблюється.

Вивчення особливостей САЕ, генерованих під час руйнування АС

Необхідну інформацію про механізми руйнування твердих тіл можна отримати, скориставшись методами вейвлет-перетворення [9].

Його суть полягає у тому, що розглядають простір $L^2(R)$ функцій $s(t)$, які визначені на всій дійсній осі $R(-\infty, \infty)$ і мають скінчену енергію. Функціональний простір $L^2(R)$ конструюють за допомогою одного вейвлета $\psi(t)$, використовуючи зсув у часі (b) та зміну часового масштабу (a)

$$\psi_{ab}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right), \quad a, b \in R, \quad \psi \in L^2(R). \quad (1)$$

Інтегральним (неперервним) вейвлет-перетворенням функції (сигналу) $s(t)$ з простору $L^2(R)$ вираз

$$W(a, b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{\infty} s(t) \psi^*\left(\frac{t-b}{a}\right) dt = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{\infty} s(t) \psi^*\left(\frac{t-b}{a}\right) dt = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{\infty} s(t) \psi_{ab}^*(t) dt. \quad (2)$$

Обернена величина масштабу a в співвідношенні (2) відповідає частоті ω у перетворенні Фур'є: $\omega \approx 1/a$. Параметр b задає часову локалізацію вейвлета і називається зсувом. Множник $1/\sqrt{a}$ забезпечує незалежність норми функції від числа a . За рахунок зміни масштабу a вейвлети можуть виявляти частотні особливості процесу, який аналізують, а внаслідок варіацій зсуву b можна локалізувати характерні особливості процесу у часі [9].

У праці [10] запропоновано критерій кількісної оцінки руйнування конструкційних матеріалів за параметрами неперервного вейвлет-перетворення сигналів АЕ. Для дослідження їх особливостей використано програму AGU-Vallen Wavelet [11]. Де для побудови неперервного вейвлет-перетворення сигналів АЕ за материнський вибрано вейвлет Габора, який дозволяє добре виділяти локальні особливості сигналів АЕ та забезпечує їх частотно-часове представлення

$$\psi(t) = \pi^{-1/4} \left(\frac{\omega_p}{\gamma}\right)^{1/2} \exp\left[-\frac{t^2}{2} \left(\frac{\omega_p}{\gamma}\right)^2 + i\omega_p t\right], \quad (3)$$

де ω_p – частота, γ – константа ($\gamma = \pi(2 \ln 2)^{1/2} = 5,336$).

Ураховуючи властивості вейвлет-коефіцієнтів неперервного вейвлет-перетворення сигналів АЕ та результати теоретичних досліджень зміни амплітудно-частотних характеристик пружних хвиль АЕ під час різних процесів руйнування у твердих тілах, кількісною характеристикою сигналів АЕ під час руйнування запропоновано критеріальний показник κ [10]:

$$\kappa = \frac{WT_{\max} \times \Delta f_0}{\Delta f}, \quad (4)$$

де WT_{\max} – максимальне значення вейвлет-коефіцієнта в події АЕ у певний момент часу; Δf – ширина смуги спектра частот, що відповідає WT_{\max} в події АЕ, у координатах $WT - f$; Δf_0 – ширина робочої смуги АЕ-тракту, що визначається робочою смугою частот первинного перетворювача (у даному випадку 0,2...0,6 МГц). Залежно від значення експериментально встановленого критеріального параметра тип макроруйнування конструкційних матеріалів розділено на в'язке ($\kappa < 0,1$), в'язкокрихке ($0,2 \leq \kappa < 0,3$) та крихке руйнування ($\kappa \geq 0,3$). З подальшим збільшенням значення κ схильність до крихкого руйнування матеріалу об'єкта контролю зростає [10].

Опрацювання сигналів АЕ, зареєстрованих під час руйнування АС, здійснювали у такій послідовності: для кожного сигналу будували неперервне вейвлет-перетворення; встановлювали максимальне значення вейвлет-коефіцієнта WT_{\max} у події АЕ; будували проекцію неперервного вейвлет-перетворення на площину «вейвлет-коефіцієнт WT – частота f » у момент часу досягнення WT_{\max} ; визначали ширину смуги частот Δf (МГц), яка відповідає WT_{\max} ; за співвідношенням (4) визначали значення критеріального показника κ .

На рис. 5 показано хвильові відображення та неперервні вейвлет-перетворення характерних САЕ, зареєстрованих під час руйнування АС.

Під час АЕ-випробувань сплаву 1201-Т реєстрували сигнали двох типів: тип I – з невеликими амплітудами ($A = 0,4...0,5$ мВ) і показником $\kappa = 0,2...0,3$ (див. рис. 5, а) та тип II – потужніші САЕ ($A = 1,5...2,0$ мВ), для яких критеріальний параметр $\kappa = 0,5...0,6$ (див. рис. 5, б). Характерною особливістю усіх запи-

саних сигналів є значна їх тривалість у часі ($t = 20 \dots 30 t = 20 \dots 30$ мкс) порівняно з САЕ, зареєстрованими під час руйнування інших ма-

теріалів [10], що обумовлює властиву алюмінієвим сплавам форму вейвлет-спектрів (див. рис. 5, в, з).

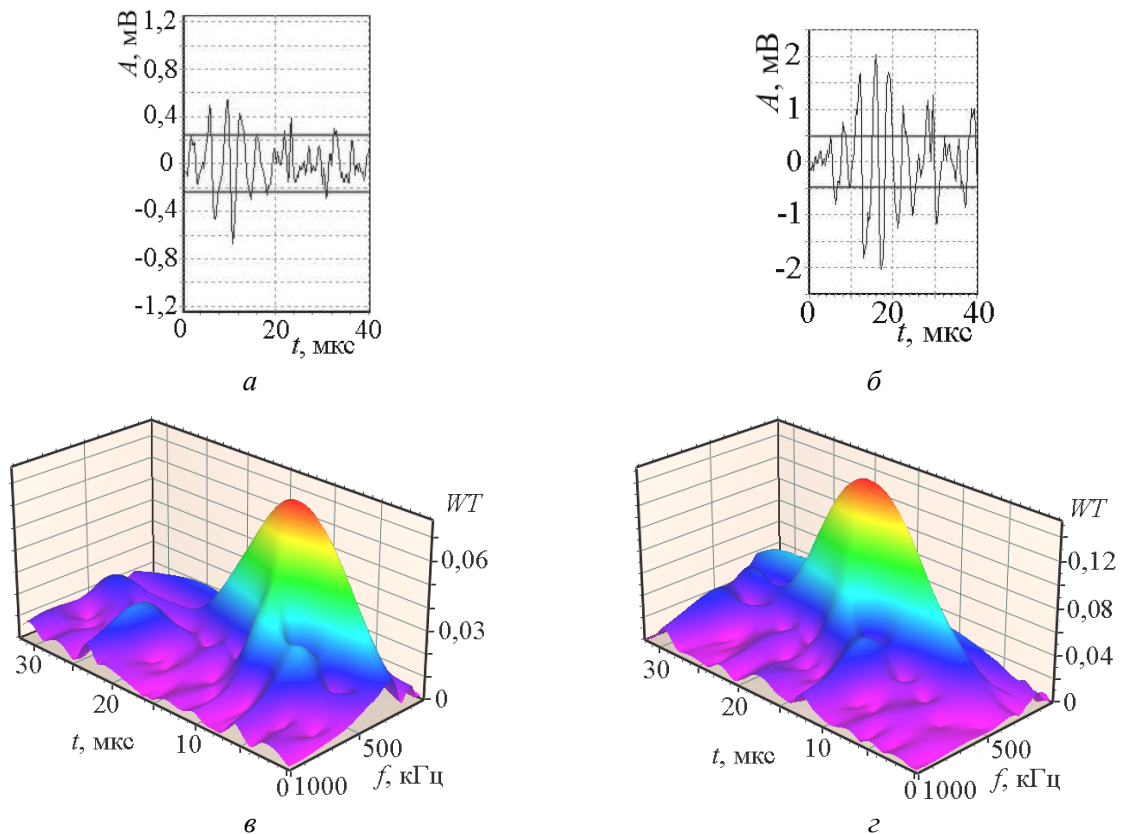


Рис. 5. Хвильові відображення (а, б) та неперервні вейвлет-перетворення (в, з) характерних САЕ під час руйнування зразків сплаву 1201-Т

Сигнали типу I мають невеликі значення максимальних вейвлет-коефіцієнтів $WT_{\max} = 0,06 \dots 0,07$ (див. рис. 5, в) та дещо ширші смуги частот $\Delta f = 115 \dots 120$ кГц. Згідно запропонованої раніше методики [10] такі САЕ з $\kappa = 0,2$ відповідають крихко-в'язкому руйнуванню матриці (термозміцненого α -твердого розчину міді та мангану в алюмінії). Сигналам типу II властиві вищі значення максимальних вейвлет-коефіцієнтів $WT_{\max} = 0,15 \dots 0,16$ (див. рис. 5, з), а також вужчі смуги частот $\Delta f = 100 \dots 110$ кГц. Ці сигнали генеровані квазікрихким розтріскуванням крупних включень інтерметаліду Al_2Cu , розміщених на границях зерен (див. рис. 3, б).

З отриманих результатів бачимо, що АЕ-метод дає змогу чітко розпізнати механізми руйнування алюмінієвого сплаву 1201-Т.

Висновки

Проведені експериментальні дослідження показали, що метод АЕ дає змогу ефективно визначати момент старту макротріщини у АС

за квазістатичного навантаження, а значить і кількісно об'єктивніше оцінювати в'язкість руйнування металоконструкцій. Це дозволить у режимі реального часу діагностувати процеси розвитку тріщиноутворення об'єктів довготривалого експлуатування.

З аналізу зареєстрованих хвильових відображень САЕ та їх неперервних вейвлет-перетворень встановлено походження джерела випромінювання. Крихко-в'язке руйнування твердого розчину міді в алюмінії генерує сигнали низьких та середніх амплітуд ($A = 0,2 \dots 0,5$ мВ) для яких критерій κ коливається в межах $0,2 \dots 0,3$. Розтріскування крихких інтерметалідів супроводжується потужними сигналами ($A = 0,5 \dots 4,0$ мВ) з показником $\kappa = 0,5 \dots 0,9$.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Алюминиевые мости в Швеции. – [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://stroyprofile.com/archive/1640>.

2. Мости из алюминиевых сплавов. – [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://abondarcev.livejournal.com/55628.html>.
3. Скальський, В. Р. Акустична емісія під час руйнування матеріалів, виробів і конструкцій [Текст] / В. Р. Скальський, П. М. Коваль. – Львів: СПОЛОН, 2005. – 396 с.
4. Назарчук, З. Т. Акустико-емісійне діагностування елементів конструкцій: науково-технічний посібник [Текст]: у 3 т. / З. Т. Назарчук, В. Р. Скальський. – К: Наукова думка. – 2009. – Т. 2: Методологія акустико-емісійного діагностування. – К.: Наукова думка, 2009. – 263 с.
5. Мезинцев, Е. Д. Применение имитаторов дефектов при испытании акустико-эмиссионной системы технической диагностики [Текст] / Е. Д. Мезинцев, В. Г. Тихий, Л. П. Карасев // Автоматическая сварка. – 1982. – № 9. – С. 28–30.
6. Тихонов, Л. В. Дитонационные механизмы деформации, разрушения и акустической эмиссии в алюминии и его сплавах [Текст] / Л. В. Тихонов, Г. И. Прокопенко // Технич. диагностика и неразрушающий контроль. – 1991. – № 1. – С. 73–76.
7. Тихий, В. Г. Исследование зависимости сигналов акустической эмиссии от характера дефектов сварки в сплаве АМг6 [Текст] / В. Г. Тихий, Ф. П. Санин, Д. Г. Борщевская // Автоматическая сварка. – 1982. – № 9. – С. 36–38.
8. ГОСТ 25506-85 Методы механических испытаний металлов. Определение характеристики трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1984. – 61 с.
9. Астафьева, Н. М. Вейвлет-анализ: основы теории и примеры применения [Текст] / Н. М. Астафьева // Успехи физических наук. – 1996. – Т. 166. – № 11. – С. 1145–1170.
10. Скальський, В. Р. Критерий оценки хрупкого разрушения стекла по сигналам акустической эмиссии [Текст] / В. Р. Скальський, С. И. Буйло, Е. М. Станкевич // Дефектоскопия. – 2012. – № 5. – С. 26–34.
11. Vallen Systeme: The Acoustic Emission Company. – [Virtual Resource]. – Access Mode: URL: <http://www.vallen.de>.

Надійшла до редколегії 26.06.2012.

Прийнята до друку 09.07.2012.

В. Р. СКАЛЬСКИЙ, И. Н. ЛЯСОТА, Е. М. СТАНКЕВИЧ (Физико-механический институт имени Г. В. Карпенка НАНУ, Львов), Т. В. СЕЛИВОНЧИК (Луцкий национальный технический университет)

АКУСТИКО-ЭМИССИОННАЯ ИДЕНТИФИКАЦИЯ ОЧАГОВ РАЗРУШЕНИЯ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

Рассмотрены особенности генерирования акустической эмиссии при статическом разрушении термически упрочненного алюминиевого сплава 1201-T. По металлографическим и фрактографическим исследованиям установлено, что механизм их разрушения хрупко-вязкий, где хрупкая составляющая соответствует растрескиванию интерметаллидов Al_2Cu , а вязкая – α -твердого раствора. Анализ волновых отображений и их непрерывных вейвлет-преобразований позволяет распознавать по сигналам акустической эмиссии механизмы разрушения алюминиевого сплава.

Ключевые слова: алюминиевый сплав, акустическая эмиссия, микроструктура, микрофрактограмма, трещина

V. R. SKALSKY, I. M. LYASOTA, O. M. STANKEVYCH (Karpenko Physico-Mechanical Institute of the NAS of Ukraine, Lviv), T. M. SELIVONCHYK (National Technical University of Lutsk)

ACOUSTIC EMISSION IDENTIFYING OF FRACTURE SOURCES OF ALUMINUM ALLOY

The features of acoustic emission generation by static fracture of thermostrengthened aluminum alloy 1201-T were considered. With the help of metallographic and fractographical studies it was found that the alloy is destroyed by brittle-ductile fracture mechanism, where the brittle component corresponds to intermetallic cracking Al_2Cu and ductile – to solid solution. Analysis of wave representation and their continuous wavelet transformation allows us to recognize clearly the aluminum alloy fracture mechanisms using acoustic emission signals.

Keywords: aluminum alloy, acoustic emission, microstructure, micro fractography, crack

ВИЗНАЧЕННЯ КЛАСІВ ЗАЛІЗНИЧНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ЗА ВЕЛИЧИНОЮ ПРУЖНИХ ПРОГИНІВ

У статті розглядається методика визначення вантажопідйомності залізобетонних прогонових будов під залізницю на основі виміру їх прогинів при статичних випробуваннях.

Ключові слова: вантажопідйомність, прогонова будова, тимчасове вертикальне навантаження, жорсткість елемента, що згинається, прогин, клас

Безпечні режими пропуску навантажень, що обертаються по залізничних мостах взагалі та по залізобетонних прогонових будовах зокрема, базуються на підставі достовірних даних про їх фактичну вантажопідйомність. Але розрахунки вантажопідйомності відповідно до «Правил визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів» [1] базуються не на зовсім достовірних даних. До цих даних можна віднести похибки, які виникають: при визначенні ступеню корозії арматури, міцності бетону, оцінки ступеню впливу тих чи інших ушкоджень (сколи бетону, тріщини різного розкриття, вилугування бетонного каменю, і т.п. [2], а також при прийнятті параметрів модуля пружності бетону, розрахункового опору бетону. Допустиме тимчасове навантаження і клас таких прогонових будов визначається по відпрацьованій методиці шляхом обчислення їх вантажопідйомності за опалубними і арматурними кресленнями з врахуванням ушкоджень. Тобто, ми отримуємо теоретичну вантажопідйомність, яка базується на узагальнених принципах розрахунку залізобетонних конструкцій взагалі з деякими особливостями, що відносяться до прогонових будов мостів.

За відсутності виконавчих або проектних креслень на прогонову будову, необхідно отримати дані для проведення розрахунків безпосередньо на об'єкті, шляхом лінійних обмірів, визначення характеристик міцності матеріалів (бетону та арматури) із застосуванням спеціальних технічних засобів, які дозволяють виміряти: товщину захисного шару бетону, міцність бетону, площу арматури, фактичний діаметр робочої та розподільчої арматури, її розташування у поперечному перетині балки тощо. У паспорті кожного такого приладу наведено діапазон похибки вимірювання, тобто загальна похибка ϵ , а головне те, що ми не знаємо як це остаточно відображається на кінце-

вому результаті. Для вирішення обмірів з високою точністю необхідно мати необхідний набір високоточних технічних засобів і підготовлений інженерно-технічний персонал.

Аналіз результатів великої кількості проведених статичних випробувань балкових прогонових будов залізничних мостів з вимірюванням прогинів головних балок у середині прогону від випробувального навантаження показав, що залежність між прикладеною силою і прогином балки при незмінній теоретичній жорсткості елемента, що згинається, на стадії його пружної роботи, не є лінійною (табл. 1), на відміну від теоретичної.

Відповідно до вимог ДБН 2.3-14:2006 [3] граничні вертикальні пружні прогини від дії рухомого тимчасового вертикального навантаження (при $\gamma_f = 1$ та динамічному коефіцієнті $1 + \mu = 1$, що відповідає статичному навантаженню або, так званому, «проповзанню» з швидкістю 5 км/год.) для залізничних мостів повинні відповідати умові і визначаються за формулою:

$$f_n \leq \frac{1}{800 - 1,25l_p} \cdot l_p, \quad (1)$$

де f_n – нормативний прогин прогонової будови, м; l_p – величина розрахункового прогону, м.

Можливість використання даної залежності для обчислення класу прогонової будови відповідає, якщо звернутися до природи обмеження прогину величиною за формулою (1). Згідно [4] він обмежується з причин:

- наявності ударних імпульсів при проході по мосту вантажних поїздів за рахунок прогину прогонової будови і особливо кутів перелому профілю на кінцях прогонової будови (в місці спірання на опорні частини);
- можливого розвантаження ресор рухомого складу особливо пасажирських поїздів

(вони значно легші ніж вантажні і прогонова будова не реалізує прогин провисання оскільки має відповідний значний будівельний підйом);
 – з причин різної дії вантажних та пасажирських поїздів будівельний підйом має різні

обмеження в тому числі і від швидкості руху ($l/2000$ при швидкості до 160 км/год. для пасажирських поїздів та $l/1000$ – для вантажних поїздів при швидкості до 120 км/год.).

Таблиця 1

Результати випробувань з вимірювання прогинів прогонових будов залізничних залізобетонних мостів (не попередньо напружених)

Розрахунковий прогин, м	Проектне навантаження	Тип навантаження при випробуванні	Еквівалентне навантаження кН/м	Норми проектування	Пружний прогин, мм
7,50	H8	ТЕМ-2У	50,10	ТУПМ-47	0,33
7,50	H8	ТГМ-4	38,45	ТУПМ-47	0,40
8,70	C14	ТГМ-4	35,96	СН-200-62	0,86
8,70	H7	ТЕ-3	49,10	ТУПМ-47	0,66
10,80	C14	2ТЕ-10М	42,52	СН-200-62	2,10
10,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	1,24
10,80	C14	ТЕ-3	34,04	СН-200-62	2,17
10,80	H8	ТЕМ-2У	41,26	ТУПМ-47	0,67
10,80	H8	ТЕМ-2У	41,26	ТУПМ-47	1,05
10,80	C14	ТТГМ-4	33,88	СН-200-62	1,52
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	1,70
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	2,00
12,80	H8	2ТЕ-10М	45,26	ТУПМ-47	2,40
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	2,89
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	2,73
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	2,44
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	2,66
12,80	C14	2ТЕ-10М	44,93	СН 200-62	3,15
15,80	H8	2ТЕ-10М	42,35	ТУПМ-47	2,86
15,80	H8	ТЕ-3	37,50	ТУПМ-47	3,77
15,80	H8	2ТЕ-10М	42,35	ТУПМ-47	4,19
15,80	H8	2ТЕ-10М	42,35	ТУПМ-47	3,10

Як видно, нормативний прогин не є показником жорсткості прогонової будови оскільки він прив'язаний тільки до довжини прогону і головне – у 6...10 разів перевищує прогин отриманий експериментально або обчислений теоретично.

У дуже багатьох публікаціях експериментального характеру, де вимірюється прогин залізобетонної прогонової будови від статичного навантаження, він зрівнюється з нормативним і далі іде констатація, що «прогин прогонової будови від випробувального навантаження не

перевищує допустимого». Такий висновок можна робити тільки в тому випадку, якщо проведені динамічні випробування при різних швидкостях руху поїздів.

В свою чергу наявність прогину прогонової будови при статичних випробуваннях рівномірно-розподіленим навантаженням дає надійну інформацію для обчислення реального класу прогонової будови. З цією метою були оброблені результати випробувань залізобетонних типових прогонових (не напружених і попередньо-напружених) будов під залізницю. З пере-

ліку матеріалу були вилучені результати по прогонових будовах, що мали значні дефекти (див. табл. 1).

Звертаючись до табл. 1, бачимо, що для однотипних прогонових будов і при однаковому навантаженні з різних причин (основні з яких перелічені вище) прогини значно відрізняються. Наприклад, якщо для прогонової будови розрахунковим прогоном 10,80 м (СН 200-62, С14), середня величина пружного прогину становить 1,8 мм то різниця між мінімальною та

максимальною величинами відповідно складає: +16,8 % та –32,0 %.

Значно більш стабільними є прогини залізобетонних попередньо-напружених прогонових будов. У табл. 2 наведені дані по даних прогонових будовах. Тут різниця між середньою величиною прогину та відхиленнями в сторону зменшення та збільшення значно менші (по прогонових будовах 18,00 м: +8,75 % та –10,4 %; 22,90 м: +10,9 % та –9,2 %; 33,50 м: +6,6 % та –6,5 %).

Таблиця 2

Результати випробувань з вимірювання прогинів прогонових будов залізничних залізобетонних мостів (попередньо-напружених)

Розрахунковий прогін, м	Проектне навантаження	Еквівалентне навантаження, кН/м	Тип навантаження при випробуванні	Норми проектування	Пружний прогін, мм
18,00	С14	31,10	ТГМ-4	СН200-62	2,44
18,00	С14	31,10	ТГМ-4	СН200-62	2,15
18,00	С14	36,15	ТЕМ-2У	СН200-62	2,61
22,90	С14	41,09	2ТЕ-10М	СН200-62	6,70
22,90	С14	34,42	2хТЕМ-2	СН200-62	7,10
22,90	С14	34,42	2хТЕМ-2	СН-200-62	6,58
22,90	С14	36,38	ВЛ8	ТУПМ-47	5,89
22,90	С14	36,38	ВЛ8	ТУПМ-47	6,13
27,60	С14	41,18	2ТЕ-10М	СН200-62	6,90
33,50	С14	34,51	ВЛ8	СН-200-62	15,22
33,50	С14	34,51	ВЛ8	ТУПМ-47	14,25
33,50	С14	34,51	ВЛ8	ТУПМ-47	13,34

Така розбіжність результатів може бути тільки за рахунок розбіжності у реальній жорсткості прогонової будови B_k (дивись нижче) та інтенсивності рівномірно-розподіленого навантаження q . Але при випробуваннях ми маємо конкретне тимчасове навантаження і у всіх випадках точно визначаємо величину його рівномірно-розподіленого навантаження за спеціальними таблицями, або безпосереднім розрахунком, тобто чинник навантаження відповідає і різниця може бути тільки за рахунок жорсткості. Закономірно і те, що різниця для попередньо-напружених прогонових будов значно менша, бо при їх армуванні та виготовленні більш строго дотримуються натягу пучків високоміцної арматури.

Пружний прогін статично визначної балки при її завантаженні рівномірно-розподіленим по довжині прогонової будови навантаженням

визначається по відомій формулі будівельної механіки

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI}, \quad (2)$$

де f – прогін балки, м; q – рівномірно розподілене (погонне) навантаження, кН/м; l – розрахунковий прогін балки, м; E – модуль пружності матеріалу балки, кН/м²; I – момент інерції поперечного перетину балки, м⁴.

У формулі (2) EI – є жорсткість прогонової будови, кНм².

У зв'язку з тим, що залізобетонні прогонові будови складаються з двох матеріалів (арматурна сталь і бетон) у формулі (2) необхідно модуль пружності (E) замінити на приведений до бетону модуль пружності (E_b) і відповідно, момент інерції (I) на приведений момент інерції залізобетонного перетину балки ($I_{red.}$), тоб-

то ми замінюємо складену балку на еквівалентну бетонну.

При завантаженні прогонової будови рівномірно-розподіленим навантаженням прогонова будова прогинається і в середині має максимальний прогин рівний f , але при цьому не повинно виникати утворення тріщин в розтягнутій зоні бетону балки більше тих, що передбачені розрахунком ($\Delta \leq 0,2$ мм). Враховуючи ці обставини жорсткість прогонової будови EI при короткочасній дії навантаження визначається за формулою (3), тобто вводиться понижуючий коефіцієнт 0,85

$$B_k = 0,85E_b I_{red}, \quad (3)$$

де I_{red} – момент інерції приведенного перетину, що включає повний переріз бетону і площу перетину всієї поздовжньої арматури, помноженої на відношення модулів пружності арматури і бетону, рівне $n = \frac{E_s}{E_b}$ (для розрахунку на міцність). Замінюючи у формулі (2) жорсткість балки (EI) на короткочасну жорсткість –

$B_k = 0,85E_b I_{red}$, отримуємо формулу для прогину у такому вигляді:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{0,85E_b I_{red}}. \quad (4)$$

Таким чином, якщо ми маємо при випробуванні прогин прогонової будови $f_{вип}$ від конкретного рівномірно-розподіленого навантаження q , ми можемо отримати експериментальну величину жорсткості B_k з виразу

$$B_k = 0,85E_b I_{red} = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{f_{вип}}. \quad (5)$$

Використовуючи дані випробувань (див. табл. 1), обчислено експериментальну величину жорсткості для різних типів прогонових будов. Крім того обчислено дану жорсткість безпосередньо по перерізу балки (за арматурними кресленнями).

Дані розрахунків зведені у табл. 3.

Таблиця 3

Результати розрахунків приведеної жорсткості залізобетонних прогонових будов залізничних мостів (прогонові будови ненапружені)

Розрахунковий прогин, м	Еквівалентне навантаження, кН/м	Нормативний прогин, м	Експериментальне значення прогину, м	Величина приведеної жорсткості прогонової будови за результатами випробувань, кНм ²	Приведений момент інерції обчислений за перерізом, м ⁴
10,80	42,52	0,01373	0,00210	358680	0,095041
10,80	42,52	0,01373	0,00217	347109	0,095041
10,80	42,52	0,01373	0,00152	495544	0,095041
10,80	42,52	0,01373	0,00140	538020	0,095041
12,80	34,04	0,01632	0,00200	594940	0,116904
12,80	34,04	0,01632	0,00170	699915	0,116904
12,80	34,04	0,01632	0,00244	487634	0,116904
12,80	34,04	0,01632	0,00266	447328	0,116904
12,80	34,04	0,01632	0,00273	435861	0,116904
12,80	44,93	0,01632	0,00315	498537	0,116904
15,80	37,50	0,01922	0,00377	807215	0,199796
15,80	37,50	0,01922	0,00342	889824	0,199796

Формула (4) має той же фізичний сенс, що і формула (2). При підстановці у формулу (4) чисельного значення фактичного прогину про-

гону, отриманого при завантаженні його випробувальним розподіленим тимчасовим нава-

нтаженням, маємо значення реальної жорсткості B_k при короткочасній дії навантаження.

$$I_{red} = \frac{b_f(x')^3}{3} - \frac{(b_f - b) \cdot (x' - h'_f)^3}{3} + \frac{E_s}{E_b} A'_s (x' - a'_s)^2 + \frac{E_s}{E_b} A_s (h_0 - x'); \quad (6)$$

$$x' = \frac{h_f(b_f - b) + \frac{E_s}{E_b} (A_s + A'_s)}{b} + \sqrt{\left[\frac{h_f(b_f - b) + \frac{E_s}{E_b} (A_s + A'_s)}{b} \right]^2 + \frac{h_f^2(b_f - b) + 2 \frac{E_s}{E_b} (A_s h_0 + A'_s a'_s)}{b}}. \quad (7)$$

В формулі два перші члени – це звичайний момент інерції таврового перерізу, а два інші – додаток за рахунок врахування арматури залізобетонного перерізу. З усіх складових даних формул тільки E_s та E_b не є лінійними величинами, але модуль пружності металу E_s можна вважати теж величиною фіксованою, чого не можна сказати за E_b , оскільки на цей показник впливає ціла низка чинників.

Тому з цих двох виразів після підстановки всіх інших величин можна отримати реальний (експериментальний) модуль пружності бетону

$$E_b I_{red} = \frac{b_f(x')^3 \cdot E_b}{3} - \frac{(b_f - b) \cdot (x' - h'_f)^3 \cdot E_b}{3} + E_s A'_s (x' - a'_s)^2 + E_s A_s (h_0 - x'); \quad (8)$$

$$x' = \frac{h_f(b_f - b) + \frac{E_s}{E_b} (A_s + A'_s)}{b} + \sqrt{\left[\frac{h_f(b_f - b) + \frac{E_s}{E_b} (A_s + A'_s)}{b} \right]^2 + \frac{h_f^2(b_f - b) + 2 \frac{E_s}{E_b} (A_s h_0 + A'_s a'_s)}{b}}. \quad (9)$$

Тепер ми маємо вираз, де невідомою величиною є модуль пружності бетону. Отримавши модуль пружності бетону, легко знаходимо значення приведенного моменту інерції. Приведений момент інерції дає змогу уточнити момент інерції бетонного перерізу

$$I_b = \frac{b_f(x')^3}{3} - \frac{(b_f - b) \cdot (x' - h'_f)^3}{3}. \quad (10)$$

У тих випадках якщо відсутні дані по експериментальним прогинам прогонових будов, можна скористатись залежностями, які отримані на основі обробки даних чисельних випробувань, проведених ГНДЛ Динаміки мостів (зараз ГНДЛ Штучних споруд). Залежність експериментального прогину залізобетонної прогонової будови для зручності користування зведена до одного параметра – розрахункової довжини прогонової будови l_p (по аналогії як це зроблено і для нормативного прогину). Графіки наведені на рис. 1, а, б.

Звернемось до формули зведеного моменту інерції таврового перерізу залізобетонної прогонової будови

на основі відомої величини приведеної жорсткості.

Ми маємо експериментальне значення жорсткості $B_k = E_b I_{red}$. Але для визначення E_b нам потрібно мати експериментальне значення I_{red} , а у нас є експериментальне тільки $B_k = E_b I_{red}$. Перепишемо дані вирази таким чином, щоб у нас у лівій частині була приведена жорсткість $B_k = E_b I_{red}$. Дані вирази мають наступний вигляд

Наявність експериментально встановлених значень приведенного моменту інерції I_{red} , модуля пружності бетону E_b та висоти стислої зони бетону x' дозволяє отримати надійні результати класу прогонової будови за міцністю за згинальним моментом та поперечною силою та за витривалістю бетону і арматури за формулами [1]

$$K = \frac{\psi \cdot k_m}{k_{et} \cdot (1 + \mu)}; \quad k_m = \frac{M - M_p}{n_v \cdot \varepsilon_m \cdot \Omega}; \quad (11)$$

$$K = \frac{\psi \cdot k_Q}{k_{et} \cdot (1 + \mu)}; \quad k_Q = \frac{Q - Q_p}{n_v \cdot \varepsilon_m \cdot \Omega}; \quad (12)$$

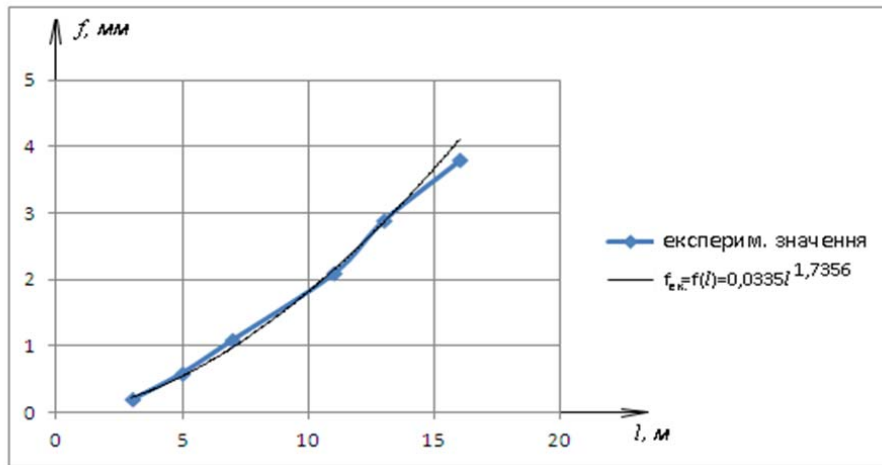
$$K = \frac{\psi \cdot k_a}{k_{et} \cdot (1 + \mu)};$$

$$k_a = \frac{1}{\theta \cdot \varepsilon_m \cdot \Omega} \left(\frac{R_{bf} \cdot I_{red}}{n'(h - x' - a_a)} - M_{1p} \right); \quad (13)$$

$$K = \frac{\Psi \cdot k_b}{k_{et} \cdot (1 + \mu)};$$

$$k_b = \frac{1}{\theta \cdot \varepsilon_M \cdot \Omega} \left(\frac{R_{bf} \cdot I_{red}}{x'} - M_p \right). \quad (14)$$

a)



б)

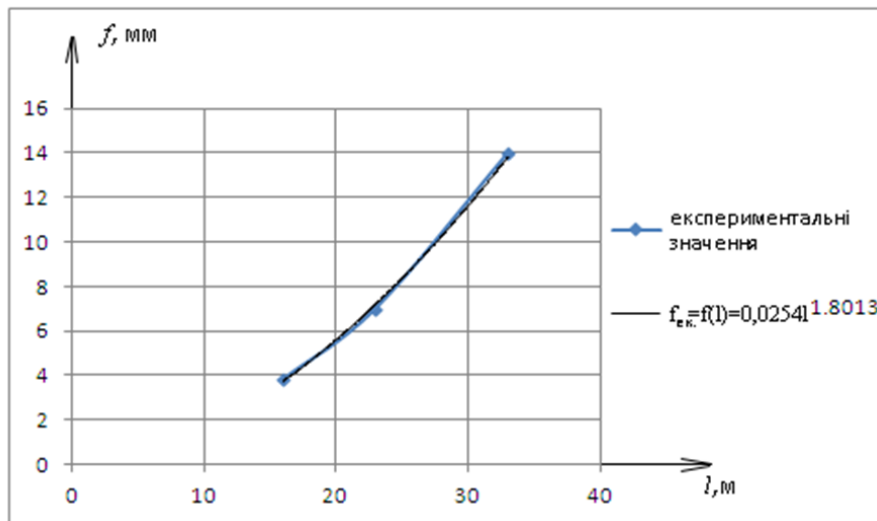


Рис. 1. Графіки залежності експериментального прогину прогонової будови від розрахункової довжини прогону (приведено до одного навантаження):

a – для прогонових будов з каркасною арматурою, *б* – для прогонових будов з попередньо напруженою арматурою

У даних формулах прийняті ті ж позначення, що і у [1].

Що стосується визначення класу за міцністю, то експериментально визначене вище значення модуля пружності бетону E_b дає змогу отримати розрахунковий опір бетону прогонової будови R_b та більш точно встановити висоту стислої зони бетону x_1 , граничний згинальний момент $M_{гр}$ і клас за згинальним моментом.

Стосовно вихідних даних та розрахунку плити баластового корита уточнення отримуємо для окремих параметрів та виразів і для класів на міцність та витривалість.

Обчислення класу прогонової будови за запропонованою методикою дозволяє в короткий термін отримати надійні результати реальної вантажопідйомності прогонової будови і її класу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів [Текст] / В. І. Борщов і ін. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2003. – 404 с.
2. Пшінько, О. М. Наставови із ремонту бетонних і залізобетонних конструкцій мостів і труб, що експлуатуються [Текст] / О. М. Пшінько і ін. – К.: Вид-во ТОВ «Швидкий Рух», 2006. – 280 с.

3. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
4. Петропавловский, А. А. Проектирование металлических мостов [Текст]: учебник / А. А. Петропавловский и др., под ред. А. А. Петропавловского. – М.: Транспорт, 1982. – 320 с.

ропавловский и др., под ред. А. А. Петропавловского. – М.: Транспорт, 1982. – 320 с.

Надійшла до редколегії 23.07.2012.

Прийнята до друку 13.08.2012.

К. И. СОЛДАТОВ, М. К. ЖУРБЕНКО, С. В. КЛЮЧНИК, В. А. МИРОШНИК (ДИИТ)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КЛАССОВ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ ПО ВЕЛИЧИНЕ УПРУГИХ ПРОГИБОВ

В статье рассматривается методика определения грузоподъемности железобетонных пролетных строений под железную дорогу на основе измеренных прогибов при статических испытаниях.

Ключевые слова: грузоподъемность, пролетное строение, временная вертикальная нагрузка, жесткость изгибаемого элемента, прогиб, класс

К. I. SOLDATOV, M. K. ZHURBENKO, S. V. KLYUCHNIK, V. A. MIROSHNIK (Dniepropetrovsk National University of Railway Transport)

DETERMINING THE CLASS OF THE RAILWAY REINFORCED CONCRETE SPANS OF THE BRIDGES BY CONSIDERING THE MAGNITUDE OF THE ELASTIC SAGS

The method of determining the bearing capacity of the reinforced concrete spans under the railway by using the measurements of their sag under static tests is considered in this article.

Keywords: bearing capacity, span, temporary vertical load, bending stiffness of the element, deflection, class

ПОРІВНЯЛЬНИЙ РОЗРАХУНОК КЛАСУ ЗАЛІЗНИЧНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ МОСТА

У статті співставляються дві методики визначення вантажопідйомності залізобетонної прогонової будови під залізницю (за опалубними кресленнями – теоретична та за прогинами від випробувального навантаження – практична).

Ключові слова: вантажопідйомність, прогонова будова, тимчасове вертикальне навантаження, жорсткість елемента, що згинається, прогин, клас

У публікації [1] наведено методику визначення класу залізобетонної прогонової будови за даними прогину прогонової будови від статично прикладеного експериментального навантаження. Не викликає сумніву, що клас прогонової будови отриманий на основі реального статичного прогину є реальним класом, чого не можна сказати про клас який визначається за опалубними кресленнями та характеристиками бетону і арматури, що приймаються з відповідних таблиць. Показник міцності бетону прогонової будови, навіть отриманий за результатами випробування міцності бетону неруйнівним методом (склерометр Шмідта), в кращому разі можна віднести до захисного шару бетону, а не

до основного бетону, що працює разом з арматурою. Численні випробування міцності бетону на прогонових будовах дають розбіжність до 15 %, а за наявності ушкоджень захисного шару бетону і більше.

Для порівняльного розрахунку за двома методиками (згідно з [2] та запропонованою) прийняті чотири залізобетонні ненапружені прогонові будови повною довжиною 11,50 м. (одна з яких розраховується за загальною методикою, а по трьох інших є результати статичних випробувань за прогинами і вони розраховуються за запропонованою методикою).

Вихідні дані для прогонових будов зведені у табл. 1.

Таблиця 1

Вихідні дані для прогонових будов

Параметр	Позначення	I	II	III	IV
1	2	3	4	5	6
Розрахунковий прогін, м	l_p	10,80	10,80	10,80	10,80
Повна довжина, м	l	11,50	11,50	11,50	11,50
Відстань між осями блоків, м	c	1,80	1,80	1,80	1,80
Фактична міцність бетону, МПа	R_f	23,00	30,00	>60	20,00
Розрахунковий опір бетону прогонової будови, МПа на стиснення на розтяг	R_b R_{bt}	9,40 0,77	12,00 0,90	>23,00 >1,35	8,50 0,65
Розрахунковий опір робочої арматури прогонової будови, МПа	R_s	190,0	190,0	190,0	190,0
Модуль пружності бетону (10^3), МПа	E_b	27,00	30,28	73,58	24,98
Модуль пружності арматури (10^5), МПа	E_s	2,06	2,06	2,06	2,06
Відношення модулів пружності при розрахунках на міцність та тріщиностійкість	n	7,00	6,27	2,58	7,60
Динамічний коефіцієнт (головна балка)	$1 + \mu$	1,487	1,487	1,487	1,487
Коефіцієнт уніфікації класифікації	Ψ	0,912	0,912	0,912	0,912
Коефіцієнт зменшення динамічного впливу тимчасового навантаження	θ	0,89	0,89	0,89	0,89

1	2	3	4	5	6
Частка тимчасового навантаження, що припадає на головну балку	ε_m ε_Q	0,567 0,633	0,567 0,633	0,567 0,633	0,567 0,633
Постійне навантаження від ваги прогонової будови, кН/м	p_p	34,00	34,00	34,00	34,00
Постійне навантаження від ваги баласту з частинами колії, кН/м	p_b	20,60	20,60	20,60	20,60
Площа поперечного перерізу арматури у середині прогону, м ² (10 ⁻⁴)	A_s	136,68	136,68	136,68	136,68
Приведена товщина плити баластового корита, м	h_f	0,238	0,238	0,238	0,238
Прогин прогонової будови від випробувального навантаження, мм	$f_{в.}$	-	2,10	1,80	2,17

Розрахунок головної балки для трьох прогонових будов виконуємо на міцність та витривалість. На відміну від розрахунків за загальною

методикою окремі (важливі) параметри за запропонованою методикою обчислюються.

Для зручності розрахунків вони наведені у табличній формі (табл. 2).

Таблиця 2

Розрахунок головної балки на міцність за згинальним моментом та поперечною силою

Розрахункові параметри	Позначення	I	II	III	IV
1	2	3	4	5	6
Розрахунок за згинальним моментом					
Робоча висота перерізу балки в середині прогону, м	h_0	1,234	1,234	1,234	1,234
Величина еталонного навантаження за схемою Н1, кН/м	k_n	20,90	20,90	20,90	20,90
Висота стиснутої зони бетону з врахуванням стиснутої арматури, м	x	0,086	0,067	0,035	0,095
Граничний згинальний момент, кНм	$M_{зр.}$	3089,7	3096,5	3129,1	3077,1
Площа лінії впливу моменту, м ²	Ω	14,58	14,58	14,58	14,58
Згинальний момент від постійних навантажень в середині прогону, кНм	M_p	905,70	905,70	905,70	905,70
Допустиме тимчасове навантаження на головну балку, кН/м	k_2	232,60	236,24	239,75	234,15
Клас головної балки прогонової будови в середині прогону у розрахунках на міцність за згинальним моментом	K	6,825	6,906	7,001	6,843
Розрахунок за поперечною силою					
Робоча висота, м		1,295	1,295	1,295	1,295
Площа перерізу хомутив, м ² (10 ⁻⁴)	A_{sw}	2,01	2,01	2,01	2,01
Довжина проєкції невідгидного похилого перерізу на горизонталь, м	c	3,18 (2,59)	3,43 (2,59)	4,21 (2,59)	2,92 (2,59)
Площа лінії впливу поперечної сили, м:					
для постійного навантаження	Ω_p	2,61	2,61	2,61	2,61
для тимчасового навантаження	Ω	2,97	2,97	2,97	2,97

1	2	3	4	5	6
Поперечна сила від постійного навантаження, кН	Q_p	162,10	162,10	162,10	162,10
Коефіцієнт, що враховує вплив хомутів	φ_w	1,070	1,078	1,190	1,064
Коефіцієнт	φ_b	0,906	0,88	0,77	0,915
Гранична поперечна сила, кН	Q	2124,1	2653,7	4912,8	1928,9
Поперечна сила яку сприймає бетон, кН	Q_b	598,30	769,24	1010,11	504,06
Гранична поперечна сила за похилою тріщиною, кН	Q	1598,8	1769,74	2010,61	1504,56
Допустиме тимчасове навантаження, кН	k_Q	668,20	747,13	859,06	623,88
Клас головної балки	K	15,60	17,44	20,05	14,56

Розрахунок головної балки на витривалість ведемо для того ж перерізу (середина прогону). Розрахунок також представляємо у табличній формі (табл. 3).

На відміну від розрахунку на міцність необхідно застосовувати інший коефіцієнт відношення модулів міцності бетону та арматури (так зване «умовне співвідношення»).

Оскільки ми маємо фактичну міцність бетону, отриману за результатами виміру прогину прогонової будови, за даними табл. 4.7 [1] приймаємо ці співвідношення. Це в свою чергу вносить корективи у визначення висоти стислої зони бетону та приведеного моменту інерції при розрахунках на витривалість, які відображені у табл. 3.

Таблиця 3

Розрахунок головної балки на міцність за згинальним моментом та поперечною силою на витривалість

Розрахункові параметри		I	II	III	IV
1	2	3	4	5	6
Згинальний момент від постійних навантажень, кНм	M_p^1	796,10	796,10	796,10	796,10
Згинальний момент від тимчасового вертикального навантаження, кНм	M_v^1	1523,8	1523,8	1523,8	1523,8
Асиметрія циклу напружень					
- бетону	ρ_b	0,34	0,34	0,34	0,34
- арматури	ρ_a	0,42	0,42	0,42	0,42
Коефіцієнти					
	ε_b	1,12	1,12	1,12	1,12
	ε_{ps}	1,00	1,00	1,00	1,00
Розрахункові опори при розрахунках на витривалість, МПа					
бетону	R_b^1	6,32	8,06	15,45	5,71
арматури	R_s^1	190,00	190,00	190,00	190,00
Умовне співвідношення модулів пружності бетону та арматури при розрахунках на витривалість	n^1	23,50	20,00	10,00	25,00
Висота стислої зони бетону, м	x^1	0,248	0,289	0,262	0,241
Момент інерції приведенного перерізу (розрахунковий – I та експериментальний – II, III, IV), м ⁴	I_{red}	0,328	0,268	0,160	0,352

1	2	3	4	5	6
Клас головної балки за витривалістю бетону	<i>K</i>	30,53	26,96	34,88	30,46
Допустиме вертикальне навантаження за витривалістю арматури, кН/м	<i>k_s</i>	239,1	238,7	295,4	239,7
Клас головної балки за витривалістю арматури	<i>K</i>	7,01	7,00	8,69	7,03

Розрахунок для прогонової будови I виконано за загальною методикою і отримані класи прогонової будови.

Прогонові будови II, III з реальних об'єктів на яких виконані випробування з виміром прогину прогонової будови в середині прогону. Для об'єкта IV прогин взятий з наведеного графіка, який побудовано за результатами численних вимірів прогинів прогонових будов і пропонується для використання у тих випадках, коли відсутні дані по прогинах прогонових будов при випробуванні.

$$E_b I_{red} = \frac{b_f (x')^3 \cdot E_b}{3} - \frac{(b_f - b) \cdot (x' - h'_f)^3 \cdot E_b}{3} + E_s A'_s (x' - a'_s)^2 + E_s A_s (h_0 - x')$$

$$x' = -\frac{h_f (b_f - b) + \frac{E_s}{E_b} (A_s + A'_s)}{b} + \sqrt{\left[\frac{h_f (b_f - b) + \frac{E_s}{E_b} (A_s + A'_s)}{b} \right]^2 + \frac{h_f^2 (b_f - b) + 2 \frac{E_s}{E_b} (A_s h_0 + A'_s a'_s)}{b}}. \quad (2)$$

Права частина має лінійні параметри, які для всіх трьох прогонових будов є однаковими. Тому маємо наступний вигляд системи рівнянь,

$$E I_{red} = 0,8167 \cdot (x')^3 \cdot E_b - 0,6167 \cdot (x' - 0,238)^3 \cdot E_b + 66,25 \cdot (x' - 0,038)^2 \cdot 10^4 + 281,6 \cdot 10^4 (1,234 - x')^2$$

$$x' = -0,7338 - \frac{579,75}{E_b} \cdot 10^4 + \sqrt{\left(0,7338 + \frac{5792,52}{E_b} \cdot 10^4 \right)^2 + \frac{700}{E_b} \cdot 10^4} \quad (3)$$

Після підстановки даних отримуємо систему рівнянь яку розв'язуємо три рази (для трьох

У даному випадку за рекомендованою методикою розрахунок починається з визначення приведеної жорсткості прогонової будови за формулою [1]

$$E I_{red} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{f_{sun}}. \quad (1)$$

Отримане значення $E I_{red}$ дозволяє з виразів (2) отримати експериментальне значення E_b , оскільки ліва частина – це конкретне число.

з яких знаходимо невідомі величини E_b та x' , враховуючи те, що ліва частина першого рівняння є величина відома

значень приведеної жорсткості прогонової будови: 3,587; 4,185 та 3,471 МПа згідно табл. 3)

$$E I_{red} = 0,2(x')^3 \cdot E_b + 0,4403(x')^2 \cdot E_b - 0,1048(x') \cdot E_b + 0,0083 \cdot E_b + 347,85 \cdot (x')^2 \cdot 10^4 - 700 \cdot (x') \cdot 10^4 + 428,9 \cdot 10^4$$

$$(x')^2 \cdot E_b + 1,4676(x') \cdot E_b + 1159,5(x') \cdot 10^4 - 700 \cdot 10^4 = 0. \quad (4)$$

Отримані значення висоти стислої зони бетону (x') та модуля пружності бетону E_b для трьох випадків відповідають значенням реально вимірних величин і дозволять використати їх для подальших розрахунків.

Поділивши приведену жорсткість на отримані значення модуля пружності маємо реальний приведений момент інерції I_{red} . Крім того по значенню модуля пружності бетону прийма-

ємо за [1] значення розрахункового опору бетону на стиснення та на розтяг.

Виконані розрахунки наведені у табл. 1, 2, 3, де виділені величини, які в тій чи іншій мірі залежать від експериментально отриманого прогину прогонової будови. Як видно, класи визначені теоретично та за прогином дуже близькі, але це тільки тому, що прогини прогонових будов відрізняються незначно.

В реальних умовах при випробуванні розбіжність у величинах прогинів однотипних прогонових будов буває значною. Випробування серії однотипних прогонових будов одним і тим же навантаженням, які ще не експлуатувались, а знаходяться на площадці заводу МЗБК, дають розбіжність у прогині до 30...80 %. Ще більша розбіжність буває у тому випадку, коли прогонові будови виготовлені на різних заводах. Якщо проаналізувати весь процес виготовлення прогонової будови, то ця різниця поступово накопичується за рахунок наступних чинників:

1. Хоча і незначної, але різниці у самому арматурному каркасі (розташування по горизонталі та вертикалі стержнів робочої арматури, хомутів).

2. Різниці у складі бетону (пісок, щебінь, цемент, вода) як за якістю так і за співвідношенням.

3. Відхиленнями у режимі термічної обробки (пропарювання).

4. Відхилення у товщині захисного шару бетону.

5. Температурний режим в якому зберігається прогонова будова на площадці після її вилучення з пропарювальної камери (літо, зима, дощ, спека, холод).

6. Різний характер усадки бетону, зчеплення бетону з арматурою.

Це яскраво підтверджують дані табл. 1 [1] де для прогонової будови розрахунковим прогоном 10,80 м наведені реальні дані прогинів, отримані при випробуваннях: 2,10; 1,24; 2,17; 1,05; 1,52 мм. Розбіжність складає 200 %. Гео-

ретично розраховані класи даних прогонових будов за опалубними кресленнями будуть однаковими, а розраховані за результатами прогинів значно різними.

Тому можна було б запровадити обов'язковими випробування прогонових будов з вимірюванням прогину в середині прогону на заводах МЗБК однотипним контрольним статичним навантаженням і відображати результат у відпускну документі (паспорті). Це дасть можливість розподіляти однотипні прогонові будови по гатунку і крім того зразу визначати клас прогонової будови за графіками прямої залежності $K = f(f_{avn})$.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Солдатов, К. І. Визначення класів залізничних залізобетонних прогонових будов мостів за величиною пружних прогинів [Текст] / К. І. Солдатов, М. К. Журбенко, С. В. Ключник.
2. Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів [Текст] / В. І. Борщов і ін. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2003. – 404 с.
3. Пшінько, О. М. Наставови із ремонту бетонних і залізобетонних конструкцій мостів і труб, що експлуатуються [Текст] / О. М. Пшінько і ін. – К.; Вид-во ТОВ «Швидкий Рух», 2006. – 280 с.

Надійшла до редколегії 23.07.2012.

Прийнята до друку 13.07.2012.

К. И. СОЛДАТОВ, М. К. ЖУРБЕНКО, С. В. КЛЮЧНИК, А. В. ГАРМАШ (ДИИТ)

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ РАСЧЕТ КЛАССА ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА

В статье сопоставляются две методики определения грузоподъемности железобетонного пролетного строения под железную дорогу (по опалубочным чертежам – теоретическая и по прогибам от испытательной нагрузки – практическая).

Ключевые слова: грузоподъемность, пролетное строение, временная вертикальная нагрузка, жесткость изгибаемого элемента, прогиб, класс

K. I. SOLDATOV, M. K. ZHURBENKO, S. V. KLYUCHNIK, A. V. GARMASH
(Dniepropetrovsk National University of Railway Transport)

THE COMPARATIVE CALCULATION OF THE CLASS OF THE REINFORCED CONCRETE SPAN OF THE RAILWAY BRIDGE

Two methods of determining the bearing capacity of the reinforced concrete span of the railway bridge are compared in this article (theoretical by considering the formwork drawings and the practical by considering the sag under the test load).

Keywords: bearing capacity, span, temporary vertical load, bending stiffness of the element, deflection

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ МЕЖДУ БАЛКАМИ В АВТОДОРОЖНОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОМ ПУТЕПРОВОДЕ РАМНО-НЕРАЗРЕЗНОЙ СИСТЕМЫ

Приводятся результаты испытаний путепровода рамно-неразрезной системы, отражающие фактическое распределение временной нагрузки между его главными балками. С фактическим сравнивается распределение, найденное экспериментально-расчётным методом «условной поперечной балки». Отмечено их удовлетворительное совпадение.

Ключевые слова: испытание, путепровод, коэффициент распределения, нагрузка, балка, линия влияния

Вопрос определения максимально возможной величины силового воздействия временных нагрузок на каждый из несущих элементов, моста в целом и его пролётных строений в частности, является основным не только на этапе проектирования сооружения, но и позже – в период его активной эксплуатации.

Так, в особо ответственных случаях при решении проблем, связанных с пропуском сверхнормативных грузов и оценкой фактической грузоподъёмности пролётных строений конкретного моста, проводятся его натурные испытания. Всегда одной из основных задач таких испытаний является выявления фактического характера распределения временной нагрузки между главными балками (плитами) в поперечном сечении пролётных строений. Традиционно эта задача решается путём многократных последовательных установок испытательной нагрузки в различные положения по всей ширине проезжей части пролётного строения и фиксации при этих установках вертикальных прогибов каждой из балок (плит), образующих поперечное сечение.

Проведение натурных испытаний требует временного полного закрытия проезда по сооружению, организацию его объезда, а последнее по местным условиям не всегда возможно. Поэтому важно максимально сокращать продолжительность собственно испытаний, но не в ущерб необходимой точности получаемых результатов.

Одним из направлений такого сокращения является внедрение в мостоиспытательную практику современной измерительной и записывающей аппаратуры, позволяющей проводить испытания мостовых конструкций медленно движущейся нагрузкой с одновременной фиксацией в память компьютера как положения нагрузки на пролётном строении, так и показания всех датчиков, установленных на нем.

С другой стороны, представляется эффективным, позволяющим при чисто статических испытаниях существенно сократить количество необходимых установок нагрузки на пролётном строении, а, следовательно, и продолжительность таких испытаний, применение экспериментально-расчётного метода «условной поперечной балки».

Этот метод [1], [2], [3] дает возможность с приемлемой точностью строить поперечные линии влияния коэффициентов распределения временной нагрузки между балками (плитами) в пролётных строениях автодорожных мостов с однотипными несущими элементами в поперечном сечении. Здесь, в принципе, достаточно всего лишь один раз установить испытательную нагрузку по оси проезжей части в середине пролёта и зафиксировать при этом положении упругую деформацию контура поперечного сечения пролётного строения.

Как показали проведенные исследования, для типовых железобетонных разрезных балочных пролётных строений автодорожных мостов, коэффициенты поперечной установки, рассчитанные по этому методу, дают погрешность не более 5...10 % [3], [4].

Проверить возможность применения указанного метода не только к мостам с разрезной балочной системой пролётных строений, но и к автодорожным мостам и путепроводам рамно-неразрезной системы, железобетонные пролётные строения которых зачастую также состоят из однотипных несущих элементов, можно сравнив результаты испытаний реального сооружения с результатами, полученными методом «условной поперечной балки».

Для такого сравнения выбран путепровод на подъездной дороге к Шахтинскому карьеру в г. Алушта [5].

Путепровод железобетонный трёхпролётный рамно-неразрезной системы типа «бегущая

лать». При этом он ещё и косою в плане (с углом косины 45°), поскольку пересекает автодорогу Алушта – Ялта под острым углом.

Общий вид путепровода приведен на рис. 1.



Рис. 1. Общий вид путепровода

Крайние пролёты путепровода имеют расчётную длину 19,0 м, а средний – 25,0 м.

Ширина проезжей части путепровода 9,0 м; двух боковых пешеходных тротуаров – по 1,0 м каждый.

В поперечном сечении пролётные строения состоят из 12 балок трапециевидальной формы высотой 62 см, расположенных с шагом 1,05 м, и опирающихся на балки железобетонных плит толщиной 18 см.

Вид на пролётное строение снизу представлен на рис. 2.



Рис. 2. Вид на пролётное строение снизу

Все сборные элементы (балки, плиты) имели арматурные выпуски и после монтажа на сплошных подмостях были омоноличены в единую конструкцию.

В надпорных участках стойки промежуточных опор и балки пролётных строений объединены монолитными ригелями в рамно-неразрезную систему

Промежуточные опоры путепровода наклонные, из сборных железобетонных стоек-стенок. Нижние концы стоек промежуточных опор заделаны в монолитные фундаменты на естественном основании.

Расчётная схема и сечения основных конструктивных элементов путепровода представлены на рис. 3.

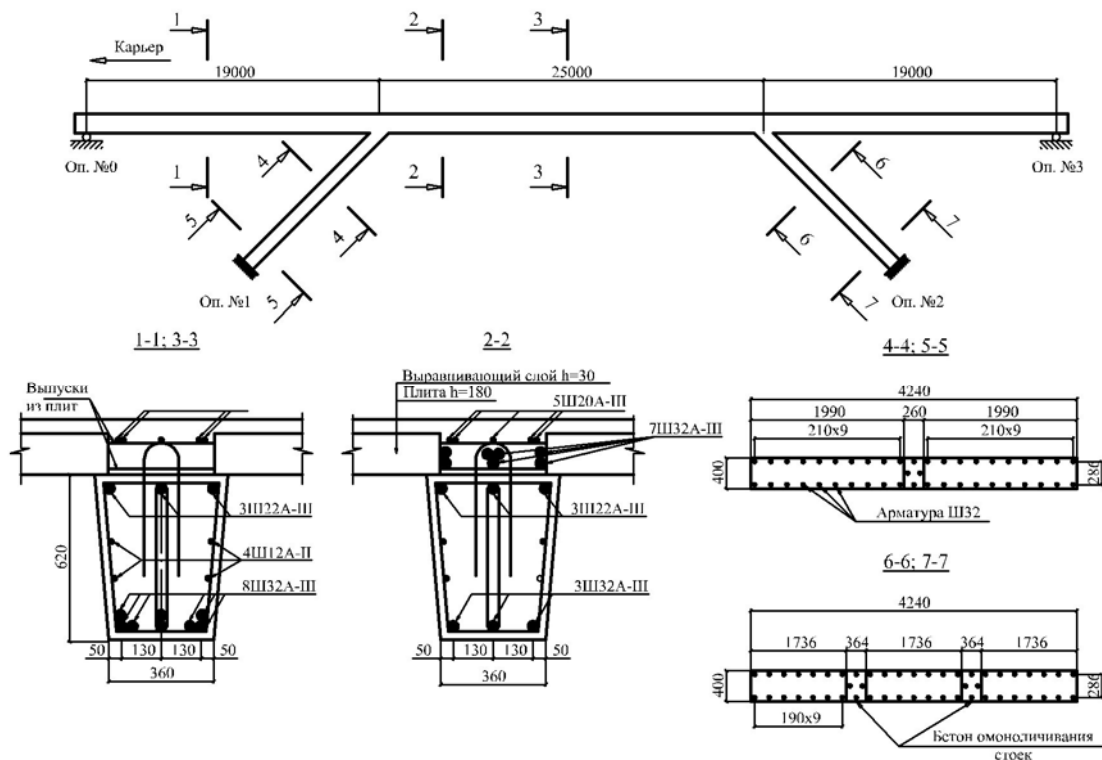


Рис. 3. Расчётная схема и сечения основных конструктивных элементов путепровода

Крайние опоры – обсыпные устои с вертикальными стойками сечением 40×60 см. Количество стоек в каждой опоре – 8 шт.

В верхней части стойки устоев объединены сборным железобетонным ригелем, а в нижней – омоноличены в стаканах, которые опираются на фундаментные плиты.

Опираение концевых участков балок на устои осуществляется через резинометаллические опорные части.

Путепровод был построен в середине 70-х годов прошлого века. Проектная нагрузка Н-30 и НК-80. Технические условия проектирования СН-200.

При вводе сооружения в эксплуатацию проводились его натурные испытания, одной из основных задач которых было выяснение фактического распределения временной нагрузки между всеми балками, образующими крайние и средний пролеты путепровода.

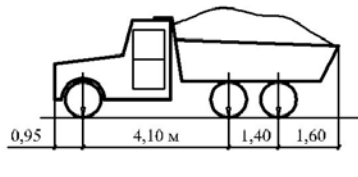
С этой целью фиксировались вертикальные перемещения (прогибы) всех 12-ти балок в середине их длины в одном из крайних, а затем и в среднем пролётах путепровода при 8-ми раз-

личных по ширине проезжей части положениях (установках) груженого автомобиля КраЗ на этих пролётах.

Схемы установок автомашины КраЗ массой с грузом 22,50 т на каждом из пролётов при испытаниях приведены на рис. 4, а результаты измерений упругих прогибов балок крайнего и среднего пролётов путепровода представлены в табл. 1.

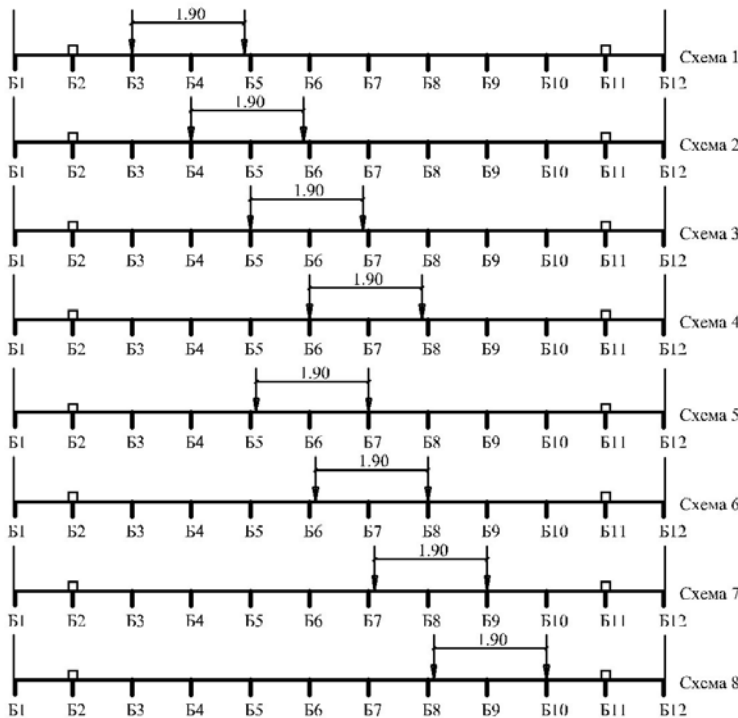
Теперь, если суммировать прогибы всех балок при той или иной установке КраЗ на пролётном строении, а затем прогиб каждой балки разделить на эту сумму, то мы получим численное значение той доли от общей нагрузки, которая приходится на каждую из 12-ти балок.

Таким образом, фактическое распределение нагрузки между балками, образующими поперечное сечение, для каждого конкретного загрузения (установки КраЗа на проезжей части) нам становится известно. Именно с этим «опытным», полученным экспериментально распределением мы и будем сравнивать результаты расчётов, выполненных по методу «условной поперечной балки».



Схемы установки одной автомашины "КраЗ" на пролётном строении

Характеристика нагрузки "КраЗ"
 Вес нагруженного автомобиля - 22,50т
 Давление на заднюю ось - 2х8,95т
 Давление на переднюю ось - 4,60 т



Схемы установки автомашины "КраЗ" вдоль пролета (сечение по оси балки, над которой находится колеса автомашины).

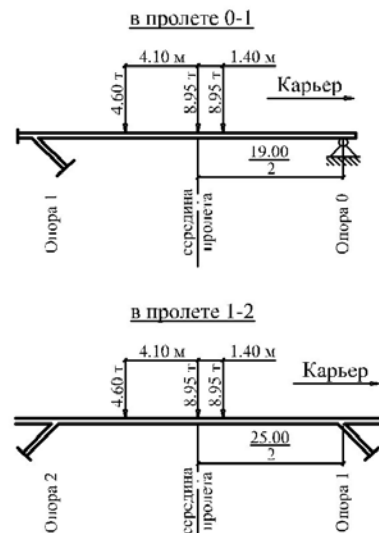


Рис. 4. Схемы установок автомашины КраЗ при испытаниях

Упругие прогибы балок в крайнем и среднем пролётах путепровода, мм

№ балки	Крайний пролёт 0-1								Средний пролёт 1-2							
	Схема установки КрАЗ на проезжей части								Схема установки КрАЗ на проезжей части							
	1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8
Б1	1,54	1,15	0,85	0,65	0,75	0,55	0,42	0,35	1,80	1,80	1,20	0,84	1,02	0,70	0,59	0,32
Б2	1,82	1,35	1,05	0,85	0,95	0,75	0,59	0,45	2,16	1,82	1,34	1,07	1,10	0,78	0,60	0,37
Б3	2,10	1,63	1,34	1,03	1,22	0,95	0,75	0,65	2,38	2,00	1,52	1,40	1,27	0,96	0,75	0,52
Б4	1,95	1,69	1,46	1,16	1,29	1,07	0,87	0,79	2,41	2,24	1,91	1,54	1,69	1,35	1,00	0,80
Б5	1,70	1,86	1,82	1,56	1,73	1,47	1,18	0,95	2,12	2,16	2,09	1,77	1,93	1,63	1,25	1,10
Б6	1,32	1,66	1,89	1,83	1,85	1,72	1,50	1,13	1,73	2,04	2,20	2,14	2,15	1,99	1,71	1,32
Б7	1,04	1,33	1,80	1,96	1,93	2,06	1,86	1,61	1,36	1,76	2,10	2,33	2,15	2,20	2,10	1,71
Б8	0,79	1,09	1,50	1,84	1,70	1,95	2,05	2,00	1,04	1,33	1,92	2,15	1,89	2,16	2,39	2,13
Б9	0,60	0,86	1,20	1,62	1,41	1,71	2,17	2,40	0,70	1,00	1,36	1,77	1,53	1,89	2,45	2,53
Б10	0,55	0,75	0,95	1,32	1,00	1,41	2,02	2,55	0,50	0,80	1,10	1,50	1,25	1,65	2,30	2,70
Б11	0,39	0,47	0,73	1,05	0,76	1,14	1,75	2,33	0,45	0,66	0,91	1,26	1,05	1,30	2,09	2,64
Б12	0,25	0,36	0,54	0,85	0,67	0,92	1,55	2,20	0,17	0,40	0,59	0,90	0,85	1,00	1,73	2,40

Как уже отмечалось, для реализации метода достаточно знать деформацию контура сечения пролётного строения (вертикальные упругие прогибы каждой из балок в этом сечении) всего при одной установке испытательной нагрузки на проезжей части. Желательно, чтобы нагрузка при этом располагалась симметрично относительно продольной оси пролётного строения.

В нашем случае такой установки нет, но она может быть создана виртуально, путём объединения (сложения) результатов измерений вертикальных перемещений балок в сечении при установке по схеме № 4 и установке по схеме № 5 (см. рис. 3). Нагрузка на пролётное строение при такой виртуальной установке также складывается, становится симметричной относительно продольной оси моста и состоит из двух КрАЗов весом по 22,5 т каждый.

Порядок всех последующих действий по построению поперечных линий влияния коэффициентов распределения усилий между балками в крайнем и среднем пролётах путепровода ничем не отличается от общего, приведенного в статьях [1], [2], [3]. Отметим лишь, что использование возможностей, предоставляемых программными комплексами «Лира» и «Mathcad» существенно облегчают как саму процедуру

расчёта, так и оформление его конечных результатов.

На рис. 5 и рис. 6 представлены линии влияния коэффициентов распределения нагрузки на балки Б1-Б6 соответственно для крайнего и среднего пролётов путепровода, ординаты которых получены экспериментально-расчётным методом «условной поперечной балки».

Следует обратить внимание на то, что линии влияния для одноимённых балок в крайнем и среднем пролётах путепровода практически ничем между собой не отличаются.

Теперь, имея линии влияния для всех 12-ти балок в сечении пролётных строений, легко подсчитать долю от любой временной нагрузки, приходящуюся на каждую конкретную балку. Такие подсчёты были проделаны для каждой из 8-ми схем установок автомобиля КрАЗ при испытании крайнего, а затем и среднего пролётов путепровода.

На рис. 7-12 представлены гистограммы, позволяющие наглядно сравнить «опытное», полученное экспериментально, распределение временной нагрузки между балками в среднем пролёте путепровода с распределением, найденным по методу «условной поперечной балки».

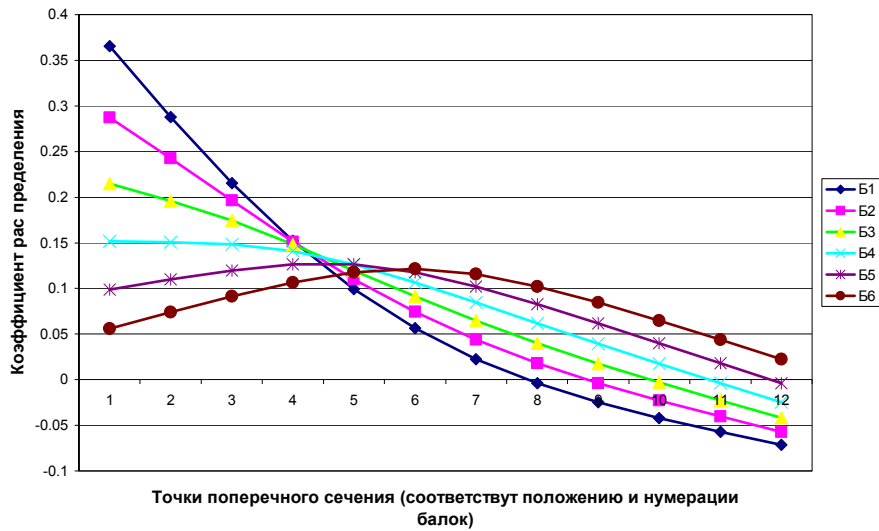


Рис. 5. Поперечные линии влияния коэффициентов распределения давления на балки в крайнем пролёте

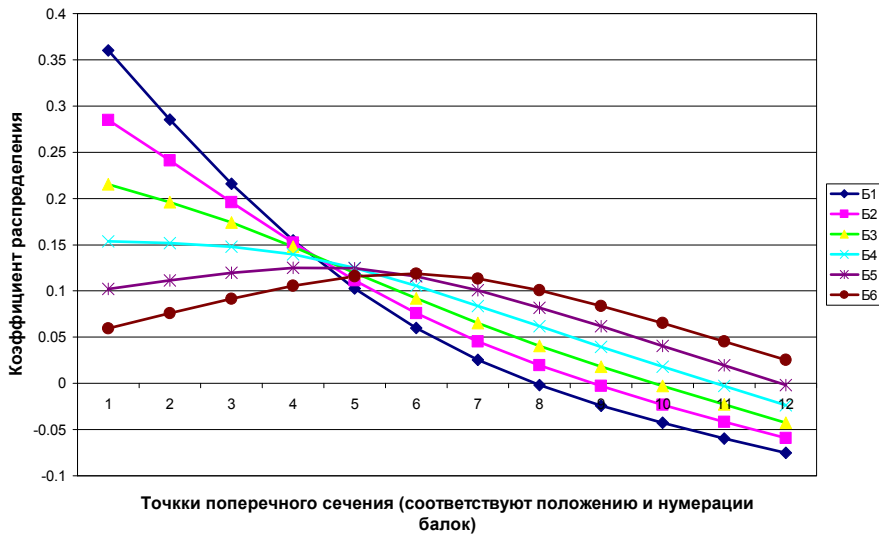


Рис.6. Поперечные линии влияния коэффициентов распределения давления на балки в среднем пролёте

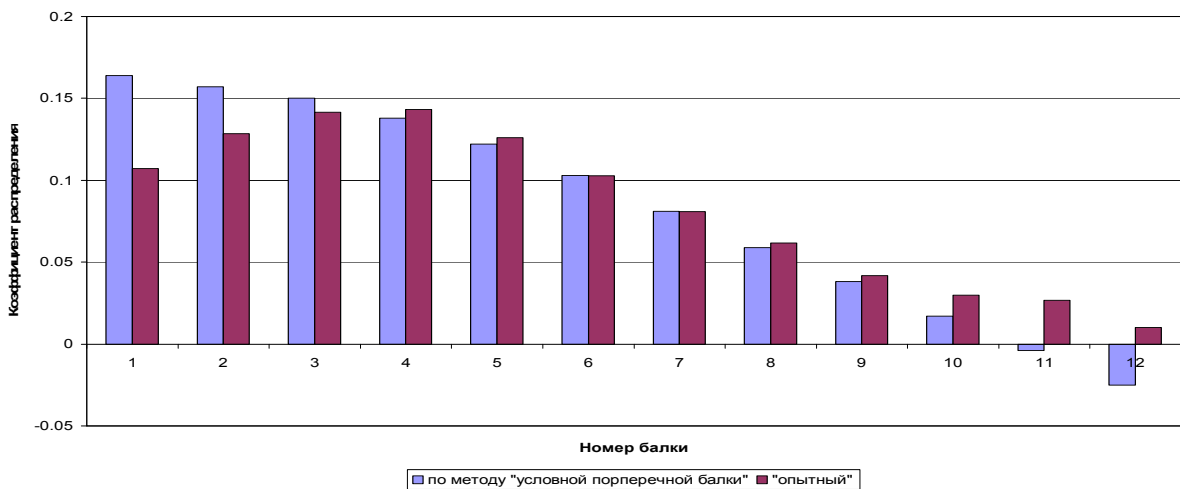


Рис. 7. Гистограмма сравнения коэффициентов распределения давления на главные балки в среднем пролёте путепровода от автомобильной нагрузки, установленной так, что её продольная ось находится на расстоянии 3,05 м от балки Б1 (схема № 1)

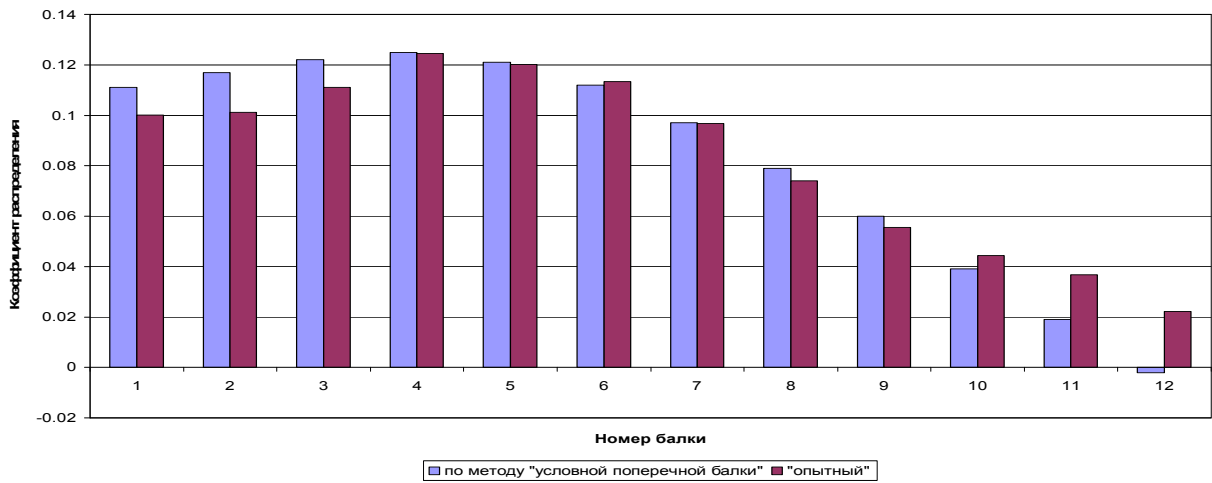


Рис. 8. Гистограмма сравнения коэффициентов распределения давления на главные балки в среднем пролёте путепровода от автомобильной нагрузки, установленной так, что её продольная ось находится на расстоянии 4,10 м от балки Б1 (схема № 2)

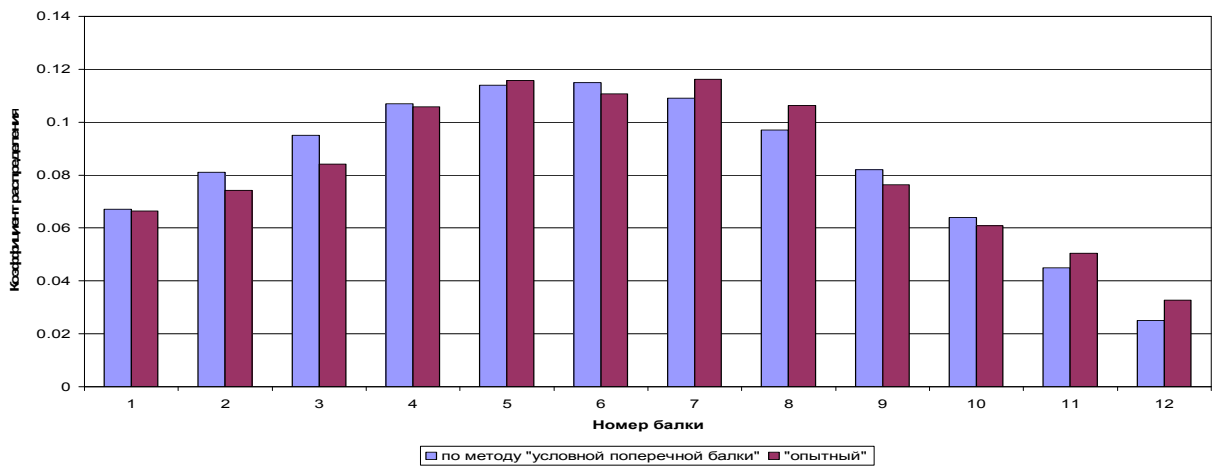


Рис. 9. Гистограмма сравнения коэффициентов распределения давления на главные балки в среднем пролёте путепровода от автомобильной нагрузки, установленной так, что её продольная ось находится на расстоянии 5,15 м от балки Б1 (схема № 3)

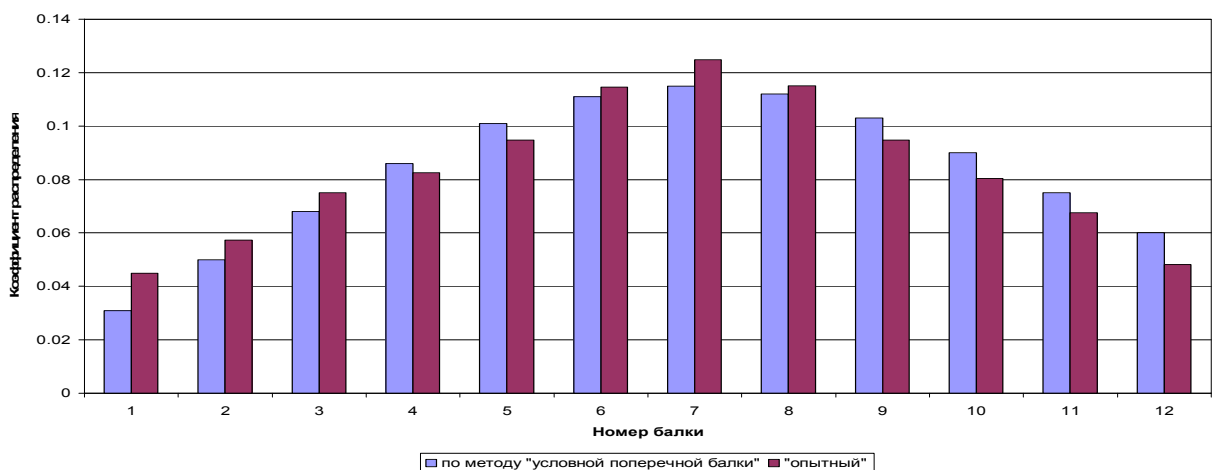


Рис. 10. Гистограмма сравнения коэффициентов распределения давления на главные балки в среднем пролёте путепровода от автомобильной нагрузки, установленной так, что её продольная ось находится на расстоянии 6,20 м от балки Б1 (схема № 4)

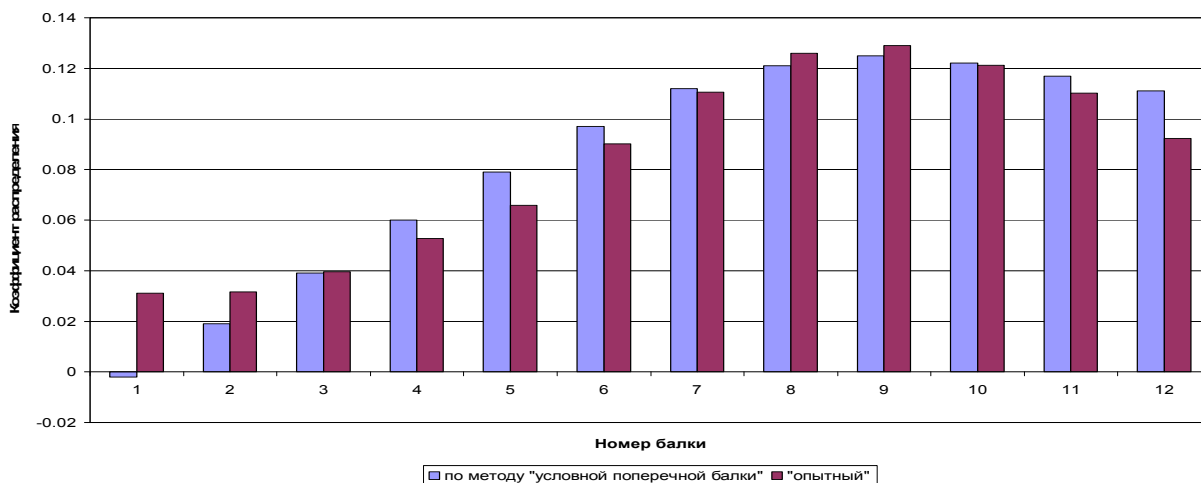


Рис. 11. Гистограмма сравнения коэффициентов распределения давления на главные балки в среднем пролёте путепровода от автомобильной нагрузки, установленной так, что её продольная ось находится на расстоянии 7,45 м от балки Б1 (схема № 7)

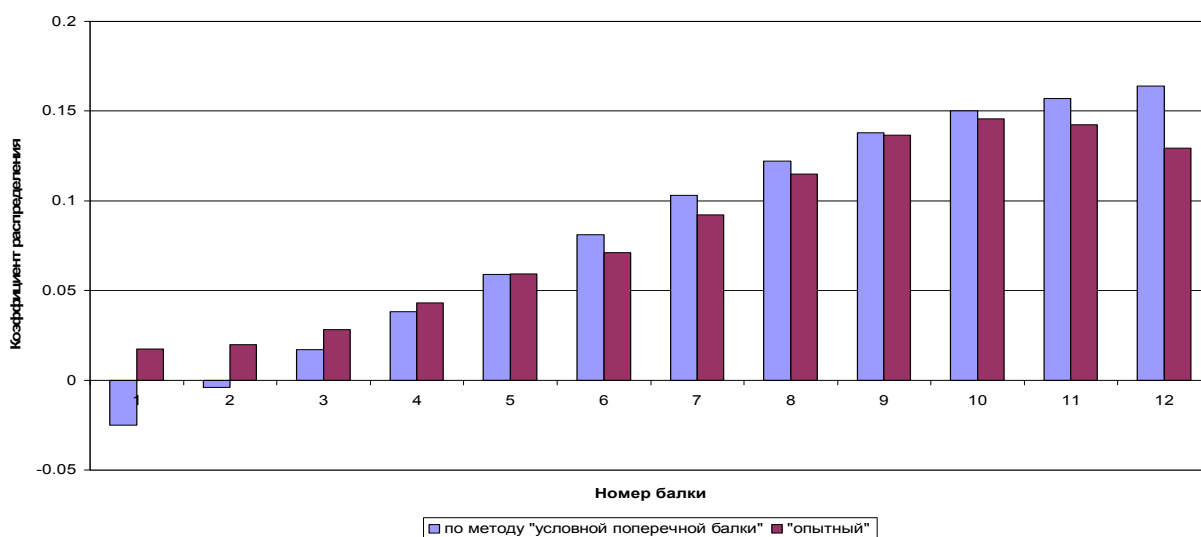


Рис. 12. Гистограмма сравнения коэффициентов распределения давления на главные балки в среднем пролёте путепровода от автомобильной нагрузки, установленной так, что её продольная ось находится на расстоянии 8,50 м от балки Б1 (схема № 8)

Ограниченный объём статьи не позволяет привести в ней гистограммы сравнения по всем восьми установкам испытательной нагрузки в среднем пролёте путепровода и таким же восьми установкам в его крайнем пролёте.

Однако и по приведенным выше гистограммам, и по всем остальным, можно сделать вывод о том, что в целом, полученные экспериментально-расчётным методом результаты распределения временной нагрузки между балками в крайнем и среднем пролётах путепровода, сопоставимы с «опытными».

Наиболее заметные различия между «опытными» и расчётными значениями коэффициентов распределения нагрузки у крайних балок Б1 и Б12. Связано это, скорее всего, с наличием перил и колесоотбоя, которые фактически мо-

гут оказывать некоторое разгружающее влияние на работу основных несущих конструкций путепровода.

Подводя итог можно констатировать, что для железобетонных автодорожных мостов и путепроводов рамно-неразрезной системы с однотипными несущими элементами в поперечном сечении, распределение временной нагрузки между ними с приемлемой точностью может быть найдено экспериментально-расчётным методом «условной поперечной балки».

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Сухоруков, Б. Д. Метод построения поперечных линий влияния коэффициентов распределения

- усилий между балками в пролётных строениях автодорожных мостов по данным статических испытаний [Текст] / Б. Д. Сухоруков // Вісник ДНУЗТ. – Д.: Вид-во ДНУЗТ. – 2006. – Вип. 12. – С. 202-207.
2. Сухоруков, Б. Д. Нахождение коэффициентов распределения усилий в пролётных строениях эксплуатируемых мостов методом «условной поперечной балки» [Текст] / Б. Д. Сухоруков // Дороги і мости: сб. науч. тр., в 2 т., Т. 2. / ДерждорНДІ – К., 2007. – Вип.7. – С. 228-236.
 3. Сухоруков, Б. Д. Метод «условной поперечной балки» и его точность применительно к железобетонным мостовым пролётным строениям [Текст] / Б. Д. Сухоруков // Строительство, материаловедение, машиностроение, серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения: сб. науч. трудов / ПГАСА. – Д.: 2007. – Вып. 43. – С. 544-550.
 4. Сухоруков, Б. Д. Распределение временной нагрузки между балками в железобетонных пролётных строениях автодорожных мостов [Текст] / Б. Д. Сухоруков // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов / ПГАСА. — Д.: 2012. – Вип. 65 – С. 7.
 5. Обследование и испытания путепровода на подъездной дороге к Шахтинскому карьеру в г. Алушта [Текст]: отчёт о НИР (заключ.) / Днепропетровский ин-т инженеров жел. дор. транспорта; рук. Лысков А. И. испол.: Шугаев В. С. [и др.]. – Днепропетровск, 1975. –76 с. – № ГР 74055876. – Инв. № Б521606.

Поступила в редколлегию 08.06.2012.
Принята к печати 18.06.2012.

СУХОРУКОВ Б. Д. (ДПТ)

РОЗПОДІЛ ТИМЧАСОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ МІЖ БАЛКАМИ АВТОДОРОЖНЬОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ШЛЯХОПРОВОДУ РАМНО-НЕРОЗРІЗНОЇ СИСТЕМИ

Наводяться результати випробувань шляхопроводу рамно-нерозрізний системи, що відображають фактичний розподіл тимчасового навантаження між його головними балками. З фактичним порівнюється розподіл, що знайдений експериментально-розрахунковим методом «умовної поперечної балки». Відзначено їх задовільний збіг.

Ключові слова: випробування, шляхопровід, коефіцієнт розподілу, навантаження, балка, лінія впливу

SUKHORUKOV B. D. (Dnipropetrovsk National University of Railway Transport)

TEMPORARY LOAD DISTRIBUTION BETWEEN BEAMS IN REINFORCED-CONCRETE HIGHWAY-OVER CROSSING OF FRAME UNSPLIT TYPE

The results of highway- over crossing tests of frame unsplit type are presented. An actual temporary load distribution between the main beams, obtained in the tests, is in a satisfactory agreement with the load distribution calculated with help of “conditional transverse beam” method.

Keywords: tests, highway-over crossing, distribution coefficient, load, beam, influence line

ПОВЕДЕНИЕ СТенок КОРОБЧАТОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА В ПРОЦЕССЕ НАДВИЖКИ

В работе представлены результаты наблюдений за поведением погибов стенок неразрезного пролетного строения коробчатого сечения длиной 964 м моста через р. Каму в г. Перми в процессе его продольной надвижки.

Ключевые слова: толщина стенки, погибь, продольная надвижка, амплитуда, пролетное строение, ребро жесткости

При проведении работ по инженерному сопровождению строительства второй очереди моста через р. Каму в г. Перми (проект мостового перехода разработан ОАО «Гипротрансмост», проект надвижки руслового пролетного строения – ОАО «Институт Гипростроймост», генподрядчик строительства – ЗАО «Уралмостстрой» Мостоотряд 123, завод-изготовитель металлоконструкций – ЗАО «Курганстальмост») на этапах сборки и надвижки пролетного строения (ПС) осуществлялся сбор данных о параметрах начальных погибов вертикальных

стенок коробчатого сечения ПС и изменениях погибей в процессе надвижки.

Цель работы – анализ влияния погибей на напряженно-деформированное состояние участков ПС, расположенных в зоне влияния накаточных устройств, и прогноз прогибов консольных свесов плетей ПС, надвигаемых с двух сторон моста с их замыканием навесу (без промежуточной опоры).

Неразрезное пролетное строение запроектировано по схеме (93,7+126+126+126+147+126+126+93,7) м. Поперечное сечение приведено на рис. 1.

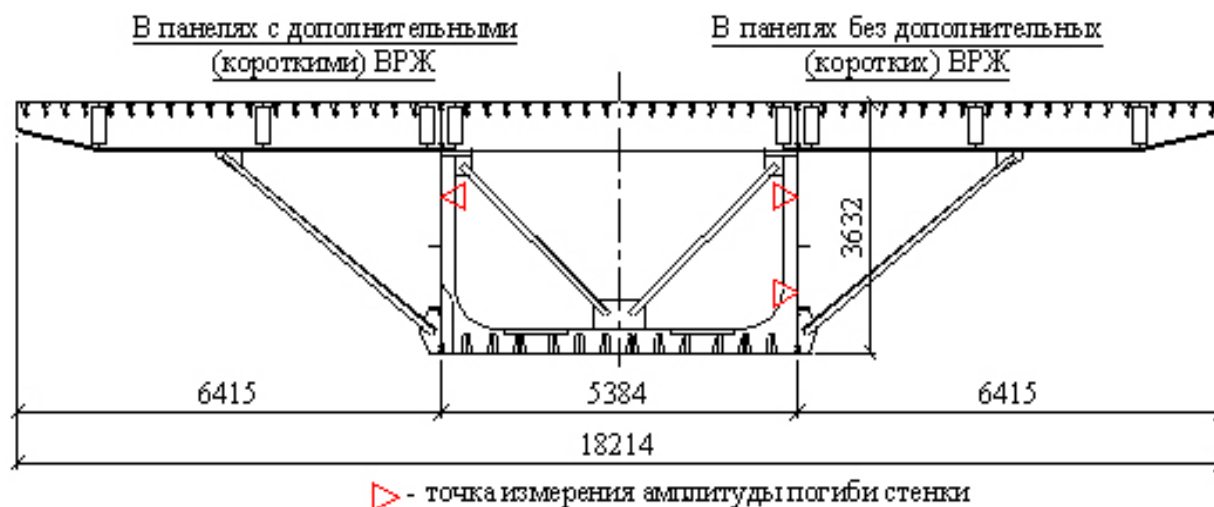


Рис. 1. Поперечное сечение пролетного строения и места измерения амплитуд погибей

Монтаж ПС осуществлялся методом конвейерно-тыловой сборки одновременно с двух берегов. Длина левобережной плети – 546,2 м, правобережной – 420,2 м. Замыкание пролетного строения осуществлялось в середине пролета длиной 147 м.

Монтаж выполнялся в период с августа 2006 г. по май 2008 г., в т.ч. надвижка – с сентября 2006 г. по май 2007 г.

Результаты анализа начальных погибей

Форма погибей определялась выборочно в нескольких панелях ПС.

Амплитуды погибей измерялись (см. рис. 1): в панелях с дополнительными короткими вертикальными ребрами жесткости (ВРЖ) – посередине верхнего яруса стенки, в панелях без дополнительных ВРЖ – в двух точках по высоте стенки. Измерения выполнялись штангенциркулем с использованием специально изго-

товленного металлического шаблона. Значения амплитуд наносились на схему ПС (пример од-

ного из промеров на блоке № 3 правобережной плети показан на рис. 2).

Погибы стенок блока БЗп после доталкивания плети Стадии 8
(Съемка выполнена 22.05.2007г, t = 24°C)

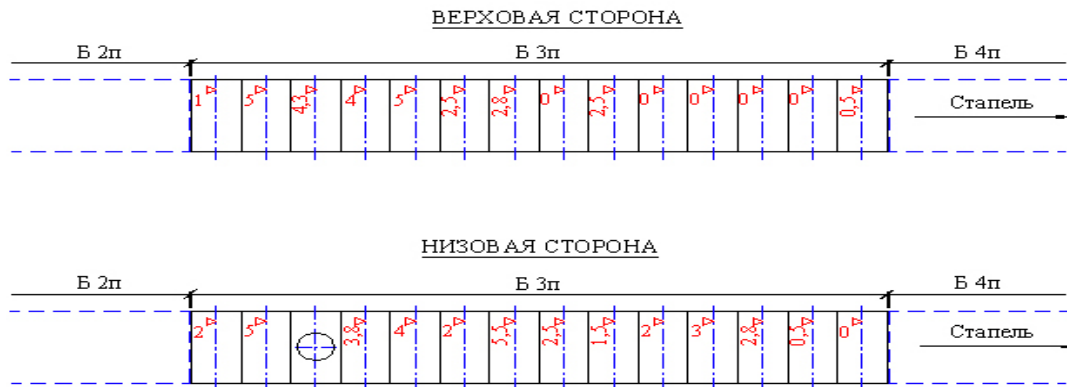


Рис.2. Результаты измерения амплитуд погибей, нанесенные на схему блока

В общей сложности было исследовано 1276 панелей стенок шириной 1,5 м, в т. ч. 255 панелей без коротких ВРЖ.

Наиболее подробно, практически пошагово, исследовались блоки Б1-Б4 (длиной по 21 м) обеих плетей с целью получения информации, необходимой для последующего прогноза ситуации к моменту замыкания плетей ПС навесу. Кроме того, выполнялись измерения погибей блоков Б5-Б8 на отдельных промежуточных этапах надвиги.

Амплитуды начальных погибей f_0 измерялись во всех панелях. Они группировались в зависимости от толщины стенки t_w и знака по-

гиби. Определялись безразмерные параметры $e_0 = f_0 / t_w$ с учетом знака f_0 (здесь и далее $f_j > 0$ – при погиби, обращенной внутрь короба; $f_j < 0$ – при погиби, обращенной наружу). Значения e_0 объединялись в группы с шагом 0,1 (при $|e_0| < 0,001$ условно принято $e_0 = 0$) и строились кривые распределения $e_0(n)$, где n – значение повторяемости e_0 в долях единицы.

Распределение начальных относительных амплитуд $e_0 = f_0 / t_w$ представлено на рис. 3 и 4.

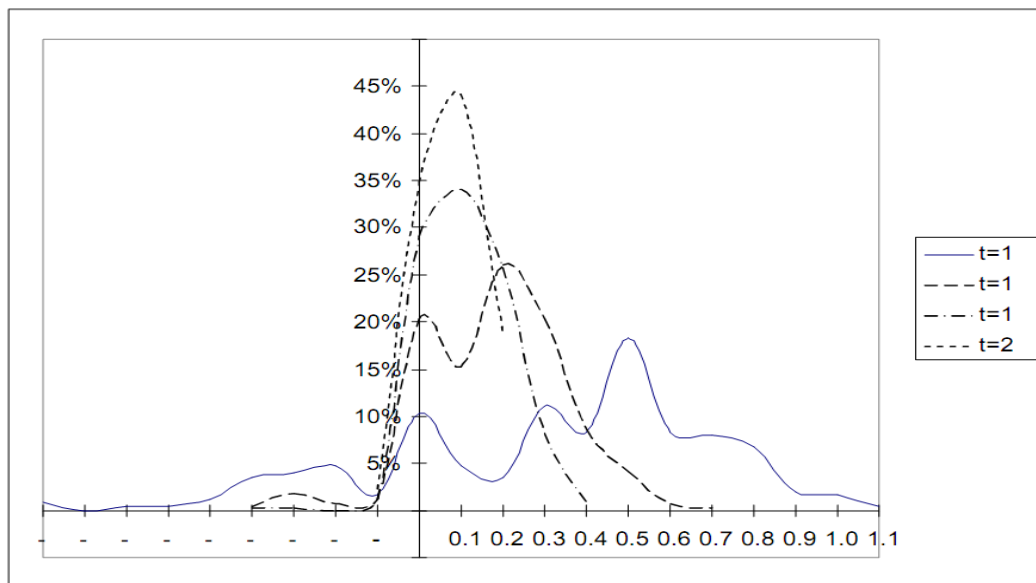


Рис.3. Распределение начальных амплитуд верхних участков стенок

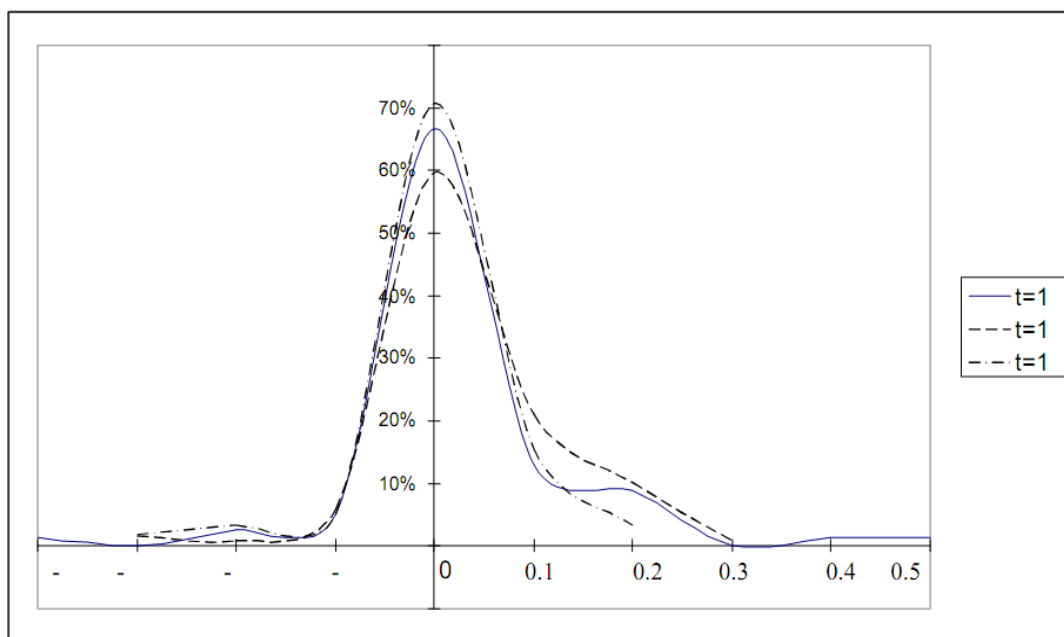


Рис.4. Распределение начальных амплитуд нижних участков стенок

Для верхних частей стенок при $t_w = 16$ мм и 20 мм плотность вероятности распределения $e_0(n)$ близка к нормальному распределению. С уменьшением толщины стенки сохраняется некоторое подобие нормальному распределению с большим количеством локальных пиков, при этом существенно увеличиваются асимметрия или квадратичное отклонение.

Для нижних частей стенок при всех исследованных толщинах (12, 14, 16 мм) распределение $e_0(n)$ близко к нормальному.

В табл. 1 приведено распределение начальных погибей по их направлению внутрь или наружу короба. Как видно, погиби преимущественно направлены внутрь короба, т.е. к центру «кривизны» оболочки.

Также из табл. 1 видно, что на верхних участках стенок с уменьшением толщины возрастает доля стенок с начальными погибями. В то же время не выявлена зависимость между толщиной стенки и долей ненулевых амплитуд погибей нижних участков стенок.

Что же касается e_0 , то на всех участках стенок прослеживается зависимость: меньшим толщинам стенок соответствуют большие значения e_0 . Так диапазон e_0 верхних участков составляет при $t_w = 12$ мм – от $-0,833$ до $1,042$; при $t_w = 14$ мм – от $-0,357$ до $0,643$; при $t_w = 16$ мм – от $-0,325$ до $0,375$; при $t_w = 20$ мм – от $-0,05$ до $0,14$. То же, нижних участков: при $t_w = 12$ мм – от $-0,42$ до $0,42$; при $t_w = 14$ мм –

от $-0,21$ до $0,29$; при $t_w = 16$ мм – от $-0,25$ до $0,156$.

Таблица 1

Распределение начальных погибей f_0 по их направлениям

Толщина стенки t_w , мм	$f_0 < 0$ %	$f_0 = 0$ %	$f_0 > 0$ %
Верхние участки стенок			
12	16,67	10,32	73,02
14	4,25	20,33	75,42
16	1,86	29,19	68,94
20	2,33	34,88	62,79
Нижние участки стенок			
12	8,97	66,67	24,36
14	8,40	59,66	31,93
16	10,34	70,69	18,97

Примечание: $f_0 > 0$ – при погиби, обращенной внутрь короба; $f_0 < 0$ – при погиби, обращенной наружу.

Характер изменения погиби в процессе надвижки

В процессе надвижки отмечено подобие формы погиби стенки на i -м этапе ϖ форме начальной погиби ϖ_0 . На основании этого вы-

полнялись измерения только амплитуд полного прогиба f .

Амплитуда полного прогиба f участка стенки на i -ом этапе надвигки есть сумма начальной f_0 и дополнительной f_a амплитуд. В свою очередь, дополнительная амплитуда f_a состоит из двух частей: f_1 – условно остаточной (оставшейся к моменту завершения монтажа) и f_2 – условно упругой, определяемой как $f_2 = f - (f_0 + f_1)$. В соответствии с этим вычислялись безразмерные параметры $e_j = f_j / t_w$.

Измерения амплитуд проводились на блоках Б1-Б8.

На величину амплитуды влияло положение сечения в момент измерения с соответствующим ему напряженно-деформированным состоянием (НДС) стенки. Максимальные амплитуды фиксировались на промежуточных этапах надвигки. В положении сечения, соответствующем проектному, амплитуды уменьшались.

Поскольку определение начальных напряжений вызывает затруднения, они, как обычно, приняты пренебрежимо малыми.

Диапазон максимальных зафиксированных относительных суммарных амплитуд $e = e_0 + e_a$ в процессе монтажа составил:

- на верхних участках стенок (в т.ч. стенок без дополнительных ВРЖ):

- $t_w = 14$ мм – от $-0,29$ до $0,54$; превышение диапазона e_0 ($-0,26...0,36$) составляет от $-11,5$ % до 50 %;

- $t_w = 16$ мм – от $-0,33$ до $0,44$; превышение диапазона e_0 ($-0,33...0,31$) составляет от -0 % до $33,3$ %;

- $t_w = 20$ мм – от $-0,05$ до $0,20$; превышение диапазона e_0 ($-0,05...0,14$) составляет от -0 % до $42,9$ %;

- на нижних участках стенок:

- $t_w = 14$ мм – от $-0,14$ до $0,30$; превышение диапазона e_0 ($-0,09...0,29$) составляет от $-55,5$ % до $3,4$ %;

- $t_w = 16$ мм – от $-0,13$ до $0,13$; превышение диапазона e_0 ($-0,08...0,11$) составляет от $-62,5$ % до $18,2$ %.

Таким образом, с увеличением толщины стенки диапазон максимальных относительных амплитуд e уменьшается. Отклонение амплитуды e от начальной e_0 для верхних участков стенки уменьшается с увеличением толщины

стенки, а для нижних участков стенок, наоборот, увеличивается.

При этом были зафиксированы панели, в которых максимальная амплитуда стала меньше начальной, т.е. в процессе надвигки создалось такое НДС, что погибь, сформировавшаяся к моменту изготовления конструкции, уменьшилась. Количество таких панелей для верхних участков стенок составило: при $t_w = 14$ мм – $4,8$ %, $t_w = 16$ мм – $8,3$ %, $t_w = 20$ мм – $27,3$ %. То же, для нижних участков: при $t_w = 14$ мм – $13,7$ % и $t_w = 16$ мм – $5,6$ %. Как видно, с увеличением толщины стенки возрастает доля верхних участков стенок, погиби которых в процессе надвигки «выпрямились». В то же время для нижних участков отмечена обратная зависимость.

Диапазон условно остаточных относительных прогибов e_1 для верхних участков стенок с толщинами 14 , 16 и 20 мм составляет соответственно: $-0,14...0,39$; $-0,14...0,23$; $-0,05...0,10$. То же, для нижних участков стенок с толщинами 14 и 16 мм: $-0,29...0,14$; $-0,11...0,08$.

Видно, что стенкам с меньшей толщиной отвечают большие остаточные относительные отклонения.

Доля стенок, получивших в процессе монтажа условно остаточные прогибы e_1 , составила (к таковым отнесены также участки, где произошло «выпрямление» погибей):

- на верхних участках:

- $t_w = 14$ мм без начальных погибей – $53,85$ %; с начальными погибями – $90,83$ %;

- $t_w = 16$ мм без начальных погибей – $30,00$ %; с начальными погибями – $81,82$ %;

- $t_w = 20$ мм без начальных погибей – $66,67$ %; с начальными погибями – $89,66$ %;

- на нижних участках:

- $t_w = 14$ мм без начальных погибей – $23,19$ %; с начальными погибями – $92,68$ %;

- $t_w = 16$ мм без начальных погибей – $9,38$ %; с начальными погибями – 100 %.

Из приведенных данных следует, что доля стенок, получивших в процессе надвигки условно остаточные прогибы, значительно выше на участках с начальными погибями. При этом развитие погибей на верхних участках без начальных погибей происходило только внутри короба. То же на нижних участках при $t_w = 14$ мм – в обе стороны, а при $t_w = 16$ мм – только наружу короба.

То обстоятельство, что не все стенки получили остаточные прогибы, объясняется сложившимся к моменту начала измерений напряженным состоянием стенок.

Диапазон условно упругих относительных прогибов e_2 составил:

- на верхних участках стенок:
 - для $t_w = 14$ мм – от 0 до 0,21 (диапазон e_0 от $-0,26$ до $0,36$); ненулевые значения e_2 отмечены в 45,21 %;
 - для $t_w = 16$ мм – от $-0,13$ до $0,14$ (диапазон e_0 от $-0,33$ до $0,31$); ненулевые значения e_2 отмечены в 25,59%;
 - для $t_w = 20$ мм – от 0 до 0,05 (диапазон e_0 от $-0,05$ до $0,14$); ненулевые значения e_2 отмечены в 22,73 %;
- на нижних участках стенок:
 - для $t_w = 14$ мм – от $-0,14$ до $0,36$ (диапазон e_0 от $-0,09$ до $0,29$); ненулевые значения e_2 отмечены в 35,78 %;
 - для $t_w = 16$ мм – от $-0,06$ до $0,13$ (диапазон e_0 от $-0,08$ до $0,11$); ненулевые значения e_2 отмечены в 33,33 %.

Видно, что на верхних участках стенок диапазон условно упругих деформаций меньше диапазона начальных. При этом с увеличением толщины снижается доля стенок с упругими деформациями e_2 . В то же время на нижних участках зафиксированы значения e_2 , превышающие e_0 , а влияние толщины на долю стенок с деформациями e_2 не отмечено.

В стенках блоков Б1, Б2 с $t_w = 14$ мм без коротких ВРЖ не прослеживается однозначная связь между значениями прогибов, соответствующих верхним и нижним частям стенки. Местами при увеличении верхней погиби уменьшается нижняя, местами при увеличении верхней увеличивается и нижняя. При этом в любом случае изменения амплитуды нижней погиби, преимущественно, малы и составляют около 0,04 толщины стенки.

Влияние коротких ВРЖ на начальные погиби верхних участков не выявлено. Зато в процессе надвигки эти ребра оказывали существенное влияние на уменьшение величины амплитуды.

Так, максимальные амплитуды с величиной $e \geq \pm 0,2$ зафиксированы в 87 панелях, из которых 44 (50,57 %) не имеют коротких ВРЖ, в то время как при $e < \pm 0,2$ из 59-ти панелей стенки

дополнительно не подкреплены в 10-ти (16,95 %). То же, при $e \geq \pm 0,1$ – 51 панель (42,86 %) из 119, а при $e < \pm 0,1$ – из 27 панелей – 3 (11,11 %).

Условно остаточные деформации $e_1 \geq \pm 0,2$ отмечены в 23 панелях, из которых 17 (73,91 %) не имеют дополнительных ВРЖ, в то время как при $e_1 < \pm 0,2$ из 123 панелей стенки не подкреплены в 37 (30,08 %). То же, при $e_1 \geq \pm 0,1$ – 39 (63,94 %) из 61 панели, а при $e_1 < \pm 0,1$ – из 85 панелей – 15 (17,65 %).

Из 80 панелей без условно упругих деформаций e_2 не имели коротких ВРЖ 53 панели (66,25 %). Из 66 панелей, где такие деформации зафиксированы, не имела подкрепления только одна панель (1,52 %).

Анализ допускаемых погибей по СТО-ГК «Трансстрой» 012-2007

В СТО-ГК «Трансстрой» 012-2007 «Стальные конструкции мостов. Заводское изготовление» в табл. 37 приведены допускаемые отклонения геометрической формы элементов. В п.14 приведены допуски по «выпучиванию стенки балок и коробок при свободной высоте стенки h » (h – высота стенки в свету между поясами или между поясом и продольным ребром жесткости). В частности, допуски для промежуточных панелей стенки (остальные допуски относятся к участкам конца стенок у монтажных стыков или на свободном конце):

- для балок и коробок с поперечными ребрами жесткости – $0,006h$;
- для балок без поперечных ребер жесткости – $0,003h$.

Указанные допуски при переходе в 2007 г. от СТП 012-2000 к СТО-ГК «Трансстрой» 012-2007 не были изменены (ужесточение допусков коснулось только участков стенок у монтажных соединений).

В СТО-ГК допуски заданы безотносительно к толщине стенки. Не приведены допуски для случаев устройства поперечных ребер жесткости не на всю высоту (как в рассматриваемой нами конструкции), а также для стенок с односторонними продольными ребрами.

В нашем случае допуск в соответствии с СТО-ГК для верхних участков стенок (участок от симметричных продольных ребер, к которым крепится поперечная балка плиты, до наружного продольного ребра, расположенного, примерно, посередине оставшейся высоты)

при $h=1426$ мм составляет $\Delta=8,56$ мм. В указанные допуски полностью попали начальные погибы для стенок толщиной 16 мм ($f_0 < 6$ мм) и 20 мм ($f_0 < 2,8$ мм), а также практически полностью (кроме 0,3 %, где $f_0 = 9$ мм) участки стенок толщиной 14 мм ($f_0 < 8$ мм). Для стенок толщиной 12 мм за пределами допусков оказалось 11,5 % элементов ($f_0 < 12,5$ мм).

Аналогично для нижних участков стенок (между наружными продольными ребрами) при $h=866$ мм имеем $\Delta=5,20$ мм. За пределы этого допуска не вышли начальные погибы стенок при всех толщинах: 12 мм ($f_0 < 5$ мм), 14 мм ($f_0 < 4$ мм), 16 мм ($f_0 < 2,5$ мм).

Заключение

По результатам анализа данных съемки погибов в процессе монтажа пролетного строения можно сделать следующие выводы:

- влияние температуры окружающей среды на амплитуду погибы не зафиксировано;
- амплитуды начальных погибов, связанные с технологией прокатки листовой стали и изготовления блоков ПС, существенно зависят от толщины стенки и возрастают с ее уменьшением;

М. Р. ТИМОФІЄВ (ООО «НДЛ ТРАНСМІСТ»), Перм, Росія)

ПОВЕДІНКА СТІНОК КОРОБЧАТОВОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ МОСТУ У ПРОЦЕСІ НАСУВАННЯ

В роботі представлені результати спостережень за поведінкою погинів стінок нерозрізної прогонової будови коробчатого перерізу довжиною 964 м моста через р. Каму в м. Пермі у процесі його поздовжнього насування.

Ключові слова: товщина стінки, погин, поздовжнє насування, амплітуда, прогонова будова, ребро жорсткості

М. TIMOFEEV (NIL TRANSMOST Ltd, Perm, Russia)

BEHAVIOR OF WEBS OF BOX-GIRDER SPAN DURING LAUNCHING

The results of observation on the behavior of web cambers of continuous box girder superstructure 964 m long of Kama Bridge at city Perm during longitudinal launching are presented.

Keywords: web thickness, camber, longitudinal launching, amplitude, superstructure, stiffener

– наличие вертикальных ребер жесткости, установленных не на всю высоту стенки, не оказывает влияния на начальную амплитуду погибы верхней (неподкрепленной) части стенки; при этом ребра оказывают существенное влияние на развитие погибов в процессе надвигки пролетного строения;

– толщина стенки является определяющим фактором изменения прогибов стенки, образующихся при надвигке;

– допускаемые погибы при изготовлении конструкций должны быть заданы в зависимости от отношения толщины стенки к ее условной свободной высоте;

– рекомендуемая минимальная толщина стенки сечений пролетного строения, монтируемого методом продольной надвигки, должна составлять 16 мм.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП 3.06.07-86 Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний [Текст] / Госстрой СССР. – Введ. 1987-01-07. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 40 с.

Поступила в редколлегию 31.07.2012.

Принята к печати 13.08.2012.

ПРИМЕНЕНИЕ МИКРОТОННЕЛИРОВАНИЯ В ПЕРМИ

В статье изложена проблема применения микротоннелирования под железнодорожной насыпью в городских условиях при интенсивном движении транспорта в г. Перми.

Ключевые слова: микротоннелирование, железнодорожная насыпь, свод, путепровод тоннельного типа

Микротоннелирование применяется для устройства коротких тоннелей с экстремально малым покрывающим грунтовым слоем в случаях устройства автодорожных развязок на пересечениях автомобильных и железных дорог. Наиболее широко этот метод используется в городских условиях, когда необходимо устроить развязки с минимальными затратами под транспортными артериями с интенсивным движением. г. Пермь пересекает федеральная железная дорога, перерывы в движении поездов по которой недопустимы. Имеется несколько существующих тоннелей сводчатого типа под этой дорогой с однопольным движением, однако из-за возросшей в последние годы интенсивности движения автотранспорта на этих участках образуются длительные пробки, что приносит значительный ущерб как фирмам, пользующимся этими дорогами, так и в целом городскому хозяйству г. Перми. Поэтому Администрацией г. Перми в 1998 г. было принято решение об устройстве транспортных развязок с применением новых экономичных и высокотехнологичных методов строительства. Особенно остро стоял вопрос об устройстве развязки по ул. Локомотивной на пересечении железнодорожных путей направления ст. Пермь II – ст. Свердловск у ст. Пермь II. На конкурс было представлено несколько проектов, включающих путепроводные и тоннельные переходы, в том числе методами микротоннелирования (Уралгипротранс) и «стена в грунте» (НИЛ ТРАНСМОСТ), а также путепроводную эстакаду (Мостоотряд № 123). Был принят вариант тоннельного перехода Уралгипротранса с устройством на расстоянии 33,0 м друг от друга двух тоннелей с двухпольным движением в двух разных направлениях. В первом варианте тоннели имели сводчатое очертание с незамкнутым контуром на свайном фундаменте (рис. 1). Длина тоннелей – 34,24 м. Обделка из монолитного железобетона должна была возводиться под защитой экрана из труб, который устраивался методом продавливания (бестраншейной прокладкой труб с разработкой и из-

влечением грунта комплексом фирмы HERRENKNEGT AVN 800). Толщина свода в замке составляла 0,5 м, стен – 0,82 м, лотковой части – 0,80 м. Шельга свода располагалась на расстоянии 2,9 м от бровки железнодорожной насыпи. Высота насыпи в месте перехода – 11,25 м по оси дороги. Для разработки грунта насыпи под защитой экрана, представлявшего среднезернистый песок, и предотвращения осадок слабого основания под автодорожным покрытием предусматривалось применение цементации.

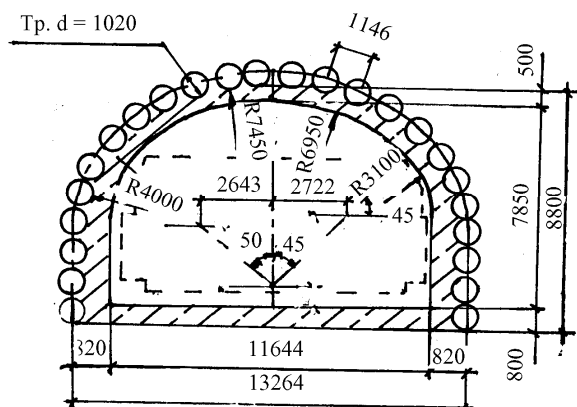


Рис. 1. Схема тоннеля сводчатого очертания с незамкнутым контуром

В месте расположения тоннеля основание сложено слабыми водонасыщенными грунтами с прослойкой торфа. В свое время при устройстве железнодорожной насыпи отсыпка песка велась медленно небольшими слоями с тщательным уплотнением укаткой, чтобы не нарушить устойчивость основания. Однако при проходке тоннеля незамкнутого контура ожидалось появление дополнительных, больших по величине осадок, что могло привести к потере устойчивости самой насыпи. Поэтому был рассмотрен второй вариант – устройство тоннельной обделки замкнутого контура прямоугольного сечения, позволяющего увеличить габарит каждого тоннеля и создать в основании автодороги дополнительную подушку из труб, а также снизить и перераспределить давление на грунт

от собственного веса тоннельной обделки и автотранспорта. Конструкция этого варианта тоннеля, который и был реализован, показана на рис. 2. Высота засыпки над тоннелем – 3,6 м, ширина тоннеля – 5,0 м, высота – 8,52 м. Габарит – Г-10. Толщина перекрытия монолитной железобетонной обделки и стен – 1,0 м, лотка – 0,6 м. Защитный экран устраивался из металлических труб диаметром 1,0 м, проложенных методом микротоннелирования. При этом использовался микроцит (HERRENKNEGT AVN 800) с лазерным ведением по трассе. Удаление разработанного грунта в виде пульпы производилось одновременно с продавливанием через трубу позади щита. Для снижения трения трубы о грунт при ее продавливании использовался бентонитовый раствор, который вместе с грунтовой пульпой сепарировался в специальном отстойнике. Для соединения труб применялся стык типа «паз-гребень». Таким образом, получалась шарнирная система прямоугольного сечения, которая в процессе разработки грунта насыпи внутри ее контура являлась неустойчивой. Поэтому необходимо было в процессе проходки возводить специальные удерживающие рамы из двутавров. Для предотвращения вывалов песчаного грунта производилась его предварительная цементация, а для усиления основания была применена струйная технология. Кроме того, с помощью струйной технологии были выполнены работы по устройству свайного фундамента под стены тоннеля. Все это привело к удорожанию работ.

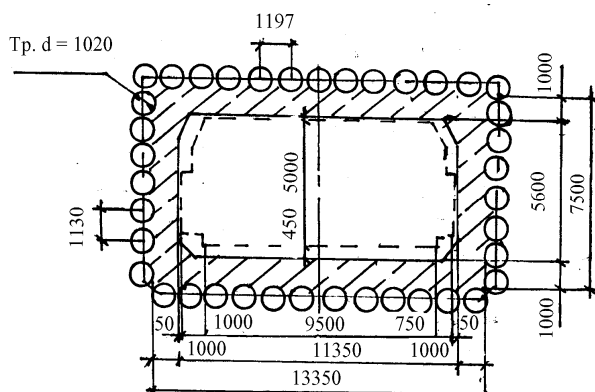


Рис. 2. Схема тоннеля прямоугольного очертания с замкнутым контуром

С точки зрения современного тоннелестроения и безопасности движения автотранспорта, движущегося в разных направлениях, возведение двух отдельных тоннелей считается более приемлемым. Однако в городских условиях с интенсивным движением такое последовательное возведение отдельных тоннелей не решает

задачу улучшения условий движения. Поэтому нами были рассмотрены три возможных варианта развязки, которые являются конкурентно способными с приведенными выше решениями.

Первый вариант представляет собой один тоннель прямоугольного сечения с четырехполосным движением с устройством разделительной полосы между двумя направлениями с помощью устройства промежуточных колонн (рис. 3). Длина тоннеля 38,3 м. Тоннель возводится также методом микротоннелирования под защитой экрана из труб. Толщина перекрытия, стен и лотковой части тоннеля принята равной 1,0 м. Колонны квадратного сечения 0,8×0,8 м устраиваются с шагом 4,0 м. Такой тоннель позволяет одновременное возведение тоннельной развязки для двух направлений движения и оказывается более экономичным по сравнению с вышеприведенным вариантом, так как устраивается один контур защитного экрана. Кроме того, улучшаются условия вентиляции в связи с увеличением сечения, водоотвода и освещения, и уменьшаются эксплуатационные расходы по содержанию одного тоннеля вместо двух.

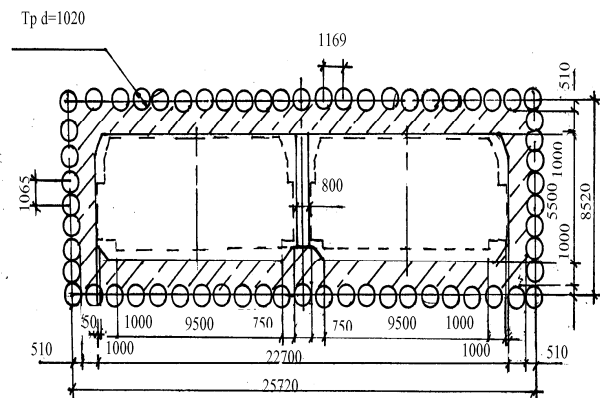


Рис. 3. Схема тоннеля прямоугольного сечения с четырехполосным движением

Однако, с нашей точки зрения, наиболее приемлемым оказались четвертый и пятый варианты развязок, представляющих собой железнодорожные путепроводы тоннельного типа, устраиваемые в виде опор-стенок методом «стена в грунте» и пролетных строений из металлических или железобетонных балок. Конструкция такого путепровода из железобетона показана на рис. 4. Путепровод – двухпролетный, запроектирован по схеме 2×13,5 м. В поперечном сечении пролетное строение состоит из двух балок П-образного сечения из обычного железобетона пролетом 13,5 м под два пути на балласте. Промежуточная опора телескопического типа выполнена из буровых свай диа-

метром 0,8 м и круглых колонн диаметром 0,6 м, устанавливаемых на головы свай. Устой представляют собой стенку из буровых свай диаметром 0,8 м, устраиваемых методом «стена в грунте» из секущихся свай с помощью установки фирмы «Бауэр». Изготовление их и монтаж балок пролетного строения предусмотрены

в два этапа: сначала под один путь, с переносом движения железнодорожного транспорта по одному пути, затем под второй путь. Аналогичным является четвертый вариант однопролетного путепровода тоннельного типа с металлическими балками пролетного строения пролетом 27,5 м (рис. 5).

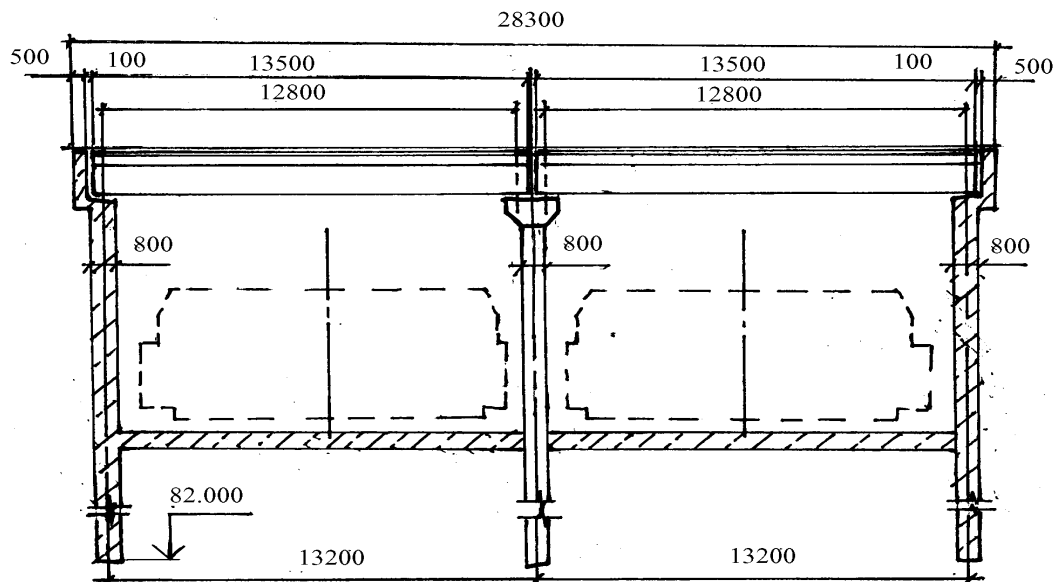


Рис. 4. Схема железнодорожного путепровода тоннельного типа

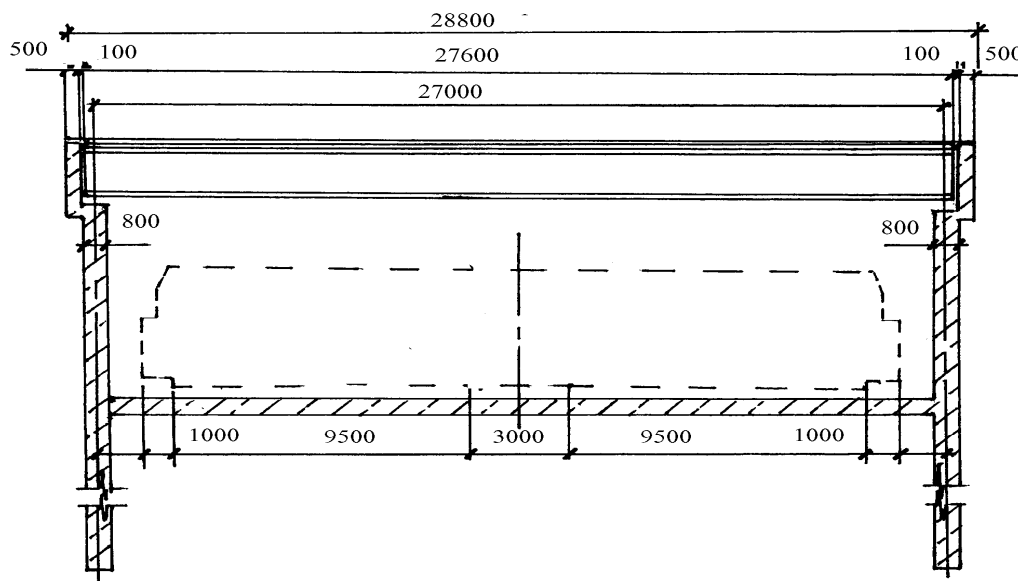


Рис. 5. Схема однопролетного путепровода тоннельного типа с металлическими балками пролетного строения пролетом 27,5 м

В поперечном сечении путепровод состоит из четырех двутавровых балок с железобетонной плитой проезжей части, по которой непосредственно устраивается рельсошпальная решетка. Варианты устройства путепроводов тоннельного типа оказались дешевле тоннель-

ных переходов. Кроме того, они значительно проще с точки зрения содержания их в процессе эксплуатации. Их достоинством является также исключение отказов, связанных с нарушением устойчивости земполотна над перекрытием тоннелей в процессе эксплуатации.

Однако они имеют существенный недостаток, связанный с временным прекращением движения железнодорожного транспорта по одному из путей и опасностью производства работ вблизи движущегося транспорта.

Сопоставление всех рассмотренных вариантов показало, что современные методы устройства мостовых и тоннельных переходов в стесненных городских условиях с интенсивным движением возможны с применением высокоточного технологического оборудования, которое позволяет в короткие сроки и с высоким качеством построить сложные инженерные транспортные сооружения, разгрузить автотранспортные потоки и осуществить транспортные развязки в сложных условиях.

Л. М. ТИМОФІЄВА (Пермський національний дослідницький політехнічний університет, Росія)

ЗАСТОСУВАННЯ МІКРОТУНЕЛЮВАННЯ В ПЕРМІ

В статті викладена проблема застосування мікротунелювання під залізничним насипом в міських умовах при інтенсивному русі транспорту в м. Перм.

Ключові слова: мікротунелювання, залізничний насип, звід, шляхопровід тунельного типу

L. M. TIMOFEEVA (Perm National Research Polytechnic University, Russia)

APPLICATION OF MICRO-TUNNELING AT CITY PERM

In the article the problem of application of micro-tunneling under a railway embankment in city terms at intensive motion of transport in to city Perm.

Keywords: micro-tunneling, the railway embankment, arch, over-crossing of tunnel type

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Рекомендации по проектированию и устройству опережающих защитных экранов из труб с применением микротоннелепроходческих комплексов при строительстве тоннелей [Текст] / ОАО Корпорация «ТРАНССТРОЙ». – М., 2003. – 54 с.
2. Правила безопасности при строительстве подземных сооружений (ПБ 03-428-02) [Текст]. Серия 03. Выпуск 12 / Колл.авт. – М.: Госуниверситет унитарное предприятие «НТЦ по безопасности в промышленности Госгортехнадзора России», 2002. – 432 с.

Поступила в редколлегию 31.07.2012.

Принята к печати 16.07.2012.

Л. М. ТИМОФЕЕВА, Е. С. КРАСНОВ (Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Россия)

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ УСИЛЕНИЯ СЛАБЫХ ОСНОВАНИЙ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Рассмотрен метод усиления слабых оснований автомобильных дорог на Урале с применением грунтоцементных свай, изготавливаемых по струйной технологии. Показано, что получаемые армогрунтовые свайные основания позволяют значительно повысить несущую способность оснований, однако эффективность используемого метода в значительной степени зависит от мощности и литологического состава грунтов основания.

Ключевые слова: сваи, струйная технология, слабые основания, автомобильные дороги

Методы оценки устойчивости земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах сведены в «Пособие по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах» [1]. В последнее время появляются дополнения к вышеуказанному нормативному документу. Так в своей работе Андреева Е. В. [2] в отличие от предыдущих исследований рассматривает область наступления предельного состояния устойчивости дорожных конструкций на слабом грунтовом основании при динамических воздействиях – границу «земляное полотно – слабое грунтовое основание». Предложенная автором методика позволяет определить ускорения колебания на поверхности слабой толщи (a_c) при заданной высоте насыпи, конструкции дорожной одежды и возможной скорости движения автомобиля (в интервале от 10 до 90 км/ч). Предложенная методика дает возможность экономить до 35 % грунта насыпи по сравнению с методикой «Пособие по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах» [1] за счет уменьшения проектной высоты насыпи.

В настоящее время существуют несколько методов усиления слоистых слабых оснований [1], а выбор способа усиления, его экономическая и технологическая эффективность зависят от мощности и особенностей литологического состава слабой грунтовой толщи, физико-механических свойств слабых грунтов и высоты земляного полотна.

Опыт реализации методов усиления слабых оснований рассмотрен на примере участка реконструкции автомобильной дороги «Пермь – Екатеринбург» км 13+815 – км 33+415 (первый пусковой комплекс). Инженерно-геологические изыскания показали, что на большом его протяжении в верхней зоне грунтовой толщи залегают аллювиально-делювиальные отложения,

сложенные водонасыщенными глинистыми грунтами от мягкопластичной до текучей консистенции практически с нулевой несущей способностью.

Глубина залегания несущих пород – аргиллитов и песчаников составляет 6,0...9,0 м на пойменных участках с поднятием на отдельных участках до 1,5...2,5 м. Практически по всей трассе мощность слабых отложений H_a находится в пределах активной сжимаемой толщи и не превышает половины B – ширины подошвы земляного полотна ($H_a < 0,5B$). Очевидно, что наиболее опасными являются деформации основания, связанные с нарушением прочности слабых грунтов, поскольку расчетное сопротивление этих грунтов составляет $R = 0$ [3]. Основными литологическими разновидностями этих грунтов являются мягко- и текучепластичные суглинки с включениями органических веществ мощностью от 1,5 до 4,0 м с показателем консистенции $I_L = 0,66...0,78$. Модули деформации этих грунтов составляют $E = 2,5...5,0$ МПа, угол внутреннего трения $\varphi = 13^\circ$, сцепление $c = 10$ кПа. Особенностью литологического строения является наличие пльвинных грунтов – текучих супесей по кровле аргиллитов, залегающие на глубинах 3,0...4,0 м под суглинками с показателем текучести $I_L > 1,0$. В рамках расчета деформативные и прочностные параметры приняты в [1], соответствующие консолидированному состоянию ($E = 2,0$ МПа, $\varphi = 6...8^\circ$, сцепление $c = 10$ кПа). Подстилающими породами являются аргиллиты – полускальные малосжимаемые породы с модулем деформации $E > 5,0$ МПа. Для выбора способа усиления слабого основания проведены расчеты конечной осадки и прочности основания от эксплуа-

тационных нагрузок в соответствии с рекомендациями [1] расчеты осадок выполнены по методу линейно-деформируемого слоя [3], по приближенной формуле (28) [1], по «методу Лобанова» [4]. Расчетная схема слабого основания насыпи для расчета осадки и консолидации представлена на рис. 1.

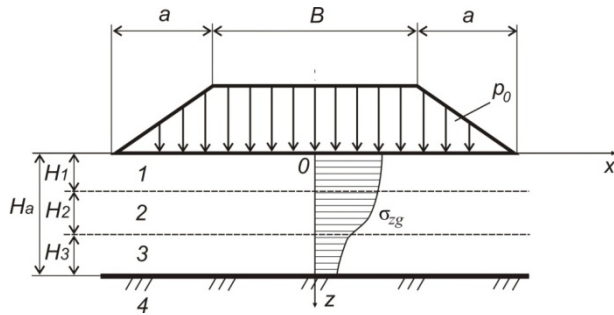


Рис. 1. Расчетная схема слабого основания насыпи для расчета осадки и консолидации

Нагрузки от движущегося транспорта распределяются в теле земляного полотна и уменьшаются от поверхности полотна до определенной глубины (в пределах активной зоны), после которой они могут не учитываться при расчетах.

Нижняя граница активной зоны принимается на глубине, где напряжения от подвижной нагрузки составляет 1/10 напряжений от собственного веса грунта.

На участках дороги, где высота земляного полотна $H_3 \leq 1,0$ м, основное давление на основание P_0 создается эксплуатационной транспортной нагрузкой, которая принята равной 115

кН. Распределение давления от колеса на поверхность земляного полотна через дорожную одежду принято под углом 45° . Динамическая составляющая нагрузки учитывается введением динамического коэффициента, который для земляного полотна высотой $H_3 = 0 \dots 1,0$ м составляет $K_d = 1,5$ [3]. При высоте насыпи $H_3 = 1,0 \dots 2,0$ м – $K_d = 1,3$, для $H_3 = 2,0 \dots 3,0$ м – $K_d = 1,1$. Значения динамического коэффициента K_d приняты по данным БелДорНИИ для расчета осадок земляного полотна автомобильных дорог. Исследования Липидуса Л. С. [5] по вопросам консолидации переувлажненных глинистых грунтов при многократных воздействиях с учетом интенсивности движения, длительности и скорости нагружения показали, что при таких нагрузках происходит усталостное разрушение грунта земляного полотна. А для учета динамического характера подвижной нагрузки на дорожную одежду, земляное полотно и основание им предложено вводить соответствующие эмпирические коэффициенты надежности, установленные при натурных и лабораторных экспериментах. Для расчетов на прочность по рекомендациям ДИИТа динамический коэффициент K_d учитывается при определении прочностных параметров, поскольку разрушение грунта происходит при нагрузках, превышающих усталостную прочность грунта. Результаты расчетов для характерных поперечников приведены в табл. 1.

Таблица 1

Высота насыпи, H_3 , м	Толщина сжимаемой толщи H_a , м	Давление по кровле слабого грунта		Предельная несущая способность слабого грунта P_u , т/м ²	Расчетная осадка s_p , см		
		От веса насыпи (включая дор. одежду) P_o , т/м ²	От веса насыпи и транспортной нагрузки P_o , т/м ²		По методу Лобанова	По «Пособию» [1]	ЛДС [3]
0,3	6,6	2,8	21,8	6,46	61,8	42,6	42,0
1,09	6,6	4,4	21,1	8,4	46,0	34,0	26,4
2,71	6,6	8,2	17,5	7,8	38,0	29,0	23,0
3,59	6,6	10,0	17,9	8,4	30,0	22,0	17,1
6,09	6,6	15,0	21,4	9,6	51,5	33,0	25,3
9,09	6,6	21,0	25,8	12,0	1,07	54,0	41,8

Как видно, величины осадок, рассчитанные различными методами отличаются незначи-

тельно и при подсчетах объемов работ можно принять максимальное из этих значений.

Анализ напряженно-деформированного состояния и расчетов несущей способности слабого основания показал, что мощность слабого основания на участке значительно меньше ширины подошвы земляного полотна (42,0 м и более), поэтому расчет конечной осадки необходимо производить как для линейно-деформируемого слоя на малосжимаемом основании (аргиллите). В случае естественного уплотнения пригрузкой даже при двухстороннем дренировании время стабилизации осадки по приближенной формуле Н. Н. Маслова может составить 2-3 года.

Резюмируя вышеизложенное с учетом осадки земляного полотна при эксплуатационных нагрузках с учетом динамики, которые могут достигать от 30 до 100 см и более, было принято решение об усилении основания грунтоцементными сваями, изготавливаемыми по струйной технологии. Общая схема расположения свай в плане приведена на рис. 2.

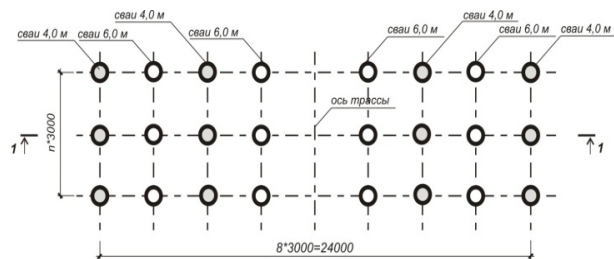


Рис. 2. Общая схема расположения свай в плане

Поперечный разрез дороги на участке с опытными сваями и литологический состав грунтов основания земляного полотна приведены на рис. 3. В связи с недостаточной глубиной скважин, устроенных при изысканиях, установить глубины залегания кровли малосжимаемых пород (щебеночной прослойки и аргиллита) было невозможно. Поэтому положение их кровли предварительно определялось по данным изысканий рядом расположенного мостового перехода через р. Ветлан и в последующем уточнялось при изготовлении свай. Приведенный на рис. 3 инженерно-геологический разрез составлен по данным бурения скважин при изготовлении свай.

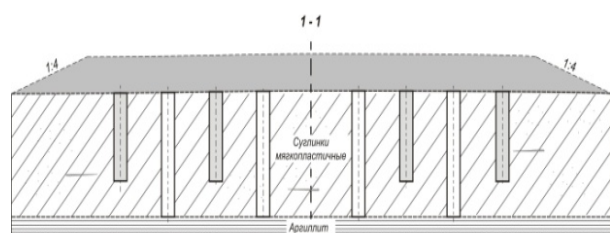


Рис. 3. Поперечный разрез дороги на участке с опытными сваями

На опытном участке дорожная одежда расположена непосредственно на кровле грунтового основания, верхний слой которого представляет собой мягкопластичный суглинок с модулем деформации $E = 5,0$ МПа.

Для изготовления свай над кровлей суглинка дополнительно устраивалась прослойка из ПГС толщиной 0,7...0,8 м, обеспечивающая гашение давления цементного раствора. При этом уровень голов свай должен был располагаться в уровне кровли верхнего слоя основания. В связи с большим габаритом дороги было решено часть свай выполнить уменьшенной длины (4,0 м).

Подошва основных несущих свай располагалась на кровле аргиллита, т.е. они должны работать как сваи-стойки. Ориентировочная длина этих свай составляла 6,0 м. Сваи уменьшенной длины (4,0 м) заглублены в водонасыщенную супесь текучей консистенции, они работают как висячие сваи, в основном, за счёт бокового трения в верхних несущих слоях. При расчетном определении их несущей способности необходимо было учитывать отрицательное трение, вызванное значительными осадками слабого сильносжимаемого основания (в соответствии с п.7.2.12 СП 24.13330.2011). Расстояние между сваями-стойками составляет 6,0 м, между ними и смежными сваями длиной 4,0 м – 3,0 м.

Диаметр ствола грунтоцементных свай в плотном теле, определенный по данным измерений откопанных свай, составлял около 1,2 м. В оголовках свай в результате цементации части упомянутого выше слоя ПГС, игравшего при изготовлении свай роль форшахты, диаметр укрепленного участка достигал 1,4 м.

Поскольку материал этого слоя существенно слабее материала ствола (причем уширение не сформировано с достаточной определенностью как по высоте, так и в плане), а также в связи с необходимостью расположения над головами свай в рабочем слое дорожной одежды армирующих элементов в виде гибкого ростверка, было принято решение о разборке верхней уширенной части оголовков свай. Таким образом, диаметр свай принят равным 1,2 м.

В настоящее время ведется мониторинг величины осадки на участке усиления основания грунтоцементными сваями. Наблюдается равномерная в пределах поперечного профиля осадка земляного полотна в пределах 2...10 мм в месяц. При этом максимальные значения осадок характерны для весеннего и осеннего периода времени года, что объясняется дополни-

тельным влагонакоплением в грунте основания земляного полотна.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пособие по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах [Текст] / Минтранс РФ. Федеральное дорожное агентство. – М.: 2004. – 252 с.
2. Андреева, Е. В. Устойчивость дорожных конструкций на слабом грунтовом основании при динамических воздействиях [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.11 / Андреева Е. В. – Омск, 2007. – 147 с.

3. СНиП 2.02.01–83*. Основания зданий и сооружений [Текст]. – М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2005. – 48 с.
4. Проектирование и строительство автомобильных дорог [Текст]. Справочник / под ред. В. Й. Заворицкого. – К.: Техника, 1996. – 383 с.
5. Лapidус, Л. С. Несущая способность основной площадки железнодорожного земляного полотна [Текст] / Л. С. Лapidус. – М.: Транспорт, 1978. – 125 с.

Поступила в редколлегию 03.07.2012.

Принята к печати 16.07.2012.

Л. М. ТИМОФІЄВА, Є. С. КРАСНОВ (Пермський національний дослідницький політехнічний університет, Росія)

СУЧАСНІ МЕТОДИ ПОСИЛЕННЯ СЛАБКИХ ОСНОВ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ

Розглянуто метод посилення слабких основ автомобільних доріг на Уралі із застосуванням ґрунтоцементних паль, що виготовляються за струменевою технологією. Показано, що одержувані армоґрунтові пальові підстави дозволяють значно підвищити несучу здатність поверхні, однак ефективність використовуваного методу в значній мірі залежить від потужності і літологічного складу ґрунтів основи.

Ключові слова: палі, струменева технологія, слабкі підстави, автомобільні дороги

L. M. TIMOFEEVA, E. S. KRASNOV (Perm National Research Polytechnics University, Russia)

MODERN METHODS OF REINFORCEMENT OF WEAK FOUNDATIONS OF ROADS

The article discusses the method of reinforcing weak foundations of automobile roads in the Urals that uses soil-cement piles produced through jet grouting. The article demonstrates that armed ground pile foundations lead to substantial increase of the bearing capacity of the foundation, however the effectiveness of the method largely depends on the thickness and the lithologic composition of the foundation soils.

Keywords: piles, jet grouting, weak foundations, roads

Л. М. ТИМОФЕЕВА, Л. С. ШЕПЕТЕВА (Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Россия)

О ПРОБЛЕМАХ ПРИМЕНЕНИЯ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ В СОВРЕМЕННОМ ТРАНСПОРТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Рассмотрены вопросы применения геосинтетических материалов различного назначения в транспортном строительстве и проблемы их выбора в каждом конкретном случае. Показаны случаи негативного и позитивного их использования. Показано, что наиболее эффективными являются комбинированные конструкции из разных геоматериалов.

Ключевые слова: геосинтетические материалы, геооболочки, георешётки, геосетки, транспортные сооружения

Современные геосинтетические материалы открывают широкие возможности в решении многих проблем дорожной отрасли:

– в разработке экономичных конструктивных слоёв дорожной одежды с использованием местных материалов и отходов промышленности;

– в повышении долговечности и трещиностойкости асфальтобетонных покрытий с учётом климатических условий Урала;

– в создании армогрунтовых креплений откосов земполотна и слабых оснований;

– в разработке современных методов усиления слабых оснований с помощью различных армирующих геосинтетических конструкций.

Для обеспечения дорожной отрасли геосинтетическими материалами существует международное некоммерческое профессиональное общественное объединение специалистов различного профиля – International geosynthetic society (IGS), созданное в 1983 г. в Париже. На базе Парижского института дорог и мостов была создана первая экспертная международная лаборатория по сертификации геоматериалов, которая много сделала для внедрения геосинтетиков в СССР. Ими совместно с сотрудниками СоюздорНИИ под руководством проф. В. Д. Казарновского были разработаны основные требования к геоматериалам и методам их испытаний, осуществлено внедрение геоматериалов при строительстве автодорог на болотах и слабых грунтах, при укреплении оползневых откосов (работы проф. К. Ш. Шадунца и его учеников, г. Краснодар). Положительный опыт применения геосинтетиков при строительстве дорог на просадочных, слабых и вечномёрзлых грунтах, при устройстве асфальтобетонных по-

крытий на дорогах с интенсивным движением транспорта, при укреплении откосов насыпей и выемок привёл к появлению широкого рынка различных видов геосинтетиков: иглоприобивных и тканых материалов, геосеток, плоских и объёмных георешёток, теплоизоляционных материалов, геосинтетических волокон. Были разработаны ГОСТы, специальные разделы строительных норм, отраслевые рекомендации и пособия по их применению. Но в связи с широким ассортиментом синтетических геоматериалов строители и проектировщики вынуждены руководствоваться в своём выборе, в основном, стоимостью материалов и сертификационными показателями их свойств. Наряду с качественными материалами современный рынок предлагает множество продукции, непригодной к применению, но имеющей сертификаты. Поскольку качество и стоимость геоматериалов тесно взаимосвязаны, дешёвые геоматериалы по своим техническим параметрам не соответствуют требованиям ГОСТ, а в имеющихся на них сертификатах часто приводятся завышенные показатели их свойств. При этом пользователи не имеют возможности проверить их качество, так как отсутствует независимая экспертиза, состоящая из профессионалов, работающих в области транспортного строительства. Фирмы-производители для привлечения покупателей обычно предлагают на бесплатной основе техническое сопровождение как при проектировании объектов, так и при их строительстве, однако никаким образом не отвечают за эксплуатационные качества построенных сооружений (существуют многочисленные примеры неудачного армирования асфальтобетонных покрытий сетками из стекловоло-

на, армирования слабых оснований, разрушенных подпорных стен с использованием геосинтетических анкерных оболочек, находящихся в аварийном состоянии, образования отражённых трещин при реконструкции дорог).

В условиях произошедшего за последние годы практически полного развала отраслевой науки выходом из сложившейся ситуации является создание отраслевых научно-производственных лабораторий при службах заказчиков, (таких как управления дорогами), либо при крупных отраслевых научных центрах. Что касается разработки проектных решений, необходимо создание региональных нормативных документов, в которых бы чётко были прописаны конкретные условия применения того или иного геосинтетика, а также доступные для проектировщиков методики расчёта армирования элементов дорожных конструкций в сочетании с современными геотехнологиями (примеры армирования слабых оснований в сочетании с интенсивной технологией дренирования грунтов, комбинированные свайно-армогрунтовые конструкции на Южном обходе и участке дороги Пермь-Кунгур, применение пеноплекса в дорожных конструкциях в качестве термозащиты в сочетании с геоболочками).

Относительно новое направление – дисперсное армирование асфальтобетонов базальтовым волокном, создание цементобетонных конструкций, армированных синтетическими короткими волокнами, гибких бетонных плит, структурированных на основе нанотехнологий.

Для армирования асфальтобетонных покрытий при капитальных ремонтах автомобильных дорог разработаны отраслевые методические рекомендации по применению геосеток и плоских георешёток ОДМ 218.5.001-2009, в которых геосинтетические материалы, применяемые для армирования асфальтобетонных покрытий, должны отвечать рекомендациям технической документации, показателям свойств и методам их определения и контроля. Эффективность применения геосинтетических материалов определяется их прочностью, деформативностью, технологичностью, повреждаемостью и долговечностью. В специальной таблице приведены в минимальном объёме показатели свойств геосеток и георешёток, поскольку выбор эффективного армирующего материала определяется в каждом конкретном проектом решении. При этом разрешается использовать

геосетки и плоские георешётки, имеющие прочность ниже, чем указано в таблице, и обладающие повышенной деформативностью, но отвечающие рекомендациям остальных показателей свойств, в качестве трещинопрерывающих прослоек, а также для уменьшения колебательности на асфальтобетонных покрытиях.

Однако опыт показывает, что использование низкокачественных материалов даже при небольших ремонтах при интенсивном движении автотранспорта и значительной грузонапряжённости с учётом климатических воздействий малоэффективно. Требования к свойствам геосеток и георешёток должны регламентироваться в зависимости от дорожно-климатических зон, в которых планируется их использовать, что требует разработки региональных норм. Следует отметить, что научные исследования в этой области после развала основных разработчиков норм (СоюздорНИИ, ГипродорНИИ, РосдорНИИ) практически прекращены и ведутся на уровне небольших научных центров при университетах при очень небольшом финансировании за счёт выделяемых грантов на исследования. Считается, что дорожная отрасль должна сама финансировать транспортную науку, однако исследования, не дающие сиюминутных результатов, никем не оплачиваются и ведутся аспирантами и докторантами в свободное от основной работы время.

Ниже приведены фотографии разрушенного асфальтобетонного покрытия, армированного сеткой из стекловолокна. Как видно, при разрушении защитного слоя синтетическая сетка почти полностью рвётся и распадается на отдельные волокна.

Нетканые иглопробивные материалы нашли широкое применение при защите поверхности откосов от эрозии, укреплении откосов, армировании земполотна и слабых оснований. Наиболее перспективное направление их использования – в качестве армирующих оболочек и в комбинации с плоскими и пространственными георешётками для увеличения несущей способности грунтов основания и земполотна. Существенным недостатком этих материалов является их низко модульность и большие деформации при растяжении. В комбинации с жёсткими решётками их деформативные и прочностные свойства значительно возрастают, что позволяет использовать их в качестве разделяющих и дренирующих прослоек и одновременно как армирующие гибкие

прослойки. Кроме того, в комбинации с пространственными георешётками они образуют гибкие ростверки армированных свайных оснований и гибкие армирующие элементы при возведении земполотна на слабых грунтах.

Ниже на рис. 1 и 2 приведены фотографии применения геосот в комбинации с иглопробивными материалами при возведении земполотна на мягкопластичных суглинках.



Рис. 1. Разрушение асфальтобетонного покрытия и армирующей геосетки из стекловолокна



Рис. 2. Армирование верхнего слоя слабого основания геосотами с разделяющей прослойкой из иглопробивного материала и анкерровкой в подстилающем выравнивающем слое из ПГС

Геотекстильные материалы первоначально использовались для усиления слабых оснований при постройке временных дорог. Кроме того, стали применять полуобоймы из этих материалов для засыпок береговых опор мостов. Поскольку длительная прочность нетканых материалов была слабо изучена, впоследствии для армирования засыпок устоев и подпорных стен стали применять мелкосетчатые материалы. Такого типа подпорная стенка была возведена

на ул. Елькина в г. Перми. Однако прочность сеток оказалась недостаточной и в настоящее время подпорная стенка находится в аварийном состоянии. Наиболее перспективным оказалось использование геотекстильных материалов в качестве обойм, заполненных грунтом. В случаях возведения земполотна на слабых, пучинистых, просадочных, вечномёрзлых грунтах, когда следует ожидать больших неравномерных осадок, при использовании для тела насыпей структурно-неустойчивых грунтов (аргиллитов, опоковых глин, лессовидных суглинков, промёрзших грунтов из карьеров), для устройства грунтовых подушек в стеснённых условиях нами были разработаны конструкции земполотна в геотекстильных оболочках из иглопробивных высокопрочных геоматериалов.

Ниже на рис. 3 приведен пример конструкции земполотна на вечномёрзлых грунтах при возведении по первому принципу (с сохранением мёрзлого состояния). Тело земполотна возводится зимой из мёрзлых песчаных грунтов, оттаивающих в летний период, в обоймах из геотекстиля.

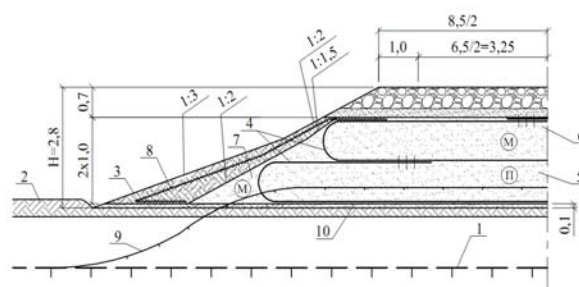


Рис. 3. Конструкция земполотна на участке сливающейся мерзлоты с СТС без теплоизолирующей прослойки:

- 1 – граница вечной мерзлоты (нижняя граница СТС) на момент возведения насыпи; 2 – мохо-растительный слой;
- 3 – торфопесчаная смесь; 4 – геотекстиль (Дорнит Ф-1);
- 5 – мерзлый пылеватый песок в геотекстильной оболочке;
- 6 – мелкозернистый песок в геотекстильной оболочке;
- 7 – мелкозернистый песок насыпи; 8 – Энкамат; 9 – новообразованная поверхность мерзлоты; 10 – выравнивающий слой из мелкозернистого песка

Откосы земполотна укреплены слоем торфопесчаной смеси, армированной трёхмерными матами из синтетических полимерных волокон для повышения противозерозийной устойчивости, крепление которых на поверхности грунта осуществляется с помощью анкеров и заделкой концов под элементы проезжей части. На СМС (сезонно промерзающий слой) укладываются оболочки из прочного иглопробивного материала с песчаной засыпкой. Для повышения жёст-

кости нижнего слоя оболочки по контакту с оттаивающим основанием иглопробивной материал армируется плоской георешёткой. В случае недопущения неравномерных и значительных осадок основания при большой высоте насыпи или значительных динамических и статических нагрузок от железнодорожного транспорта в случае проектирования земполотна под железные дороги по контакту основания следует укладывать пространственные георешётки с засыпкой ячеек мелкообломочным материалом по геотекстильным тонким прослойкам. Как показали расчёты, такое комбинированное армирование значительно повышает

устойчивость земполотна при оттаивании и промерзании верхнего слоя основания даже из сильнопучинистых грунтов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ОДМ 218.5.003-2010 Рекомендации по применению геосинтетических материалов при строительстве и ремонтах автомобильных дорог [Текст]. – М.: ФДА Росавтодор, 2010. – 41 с.

Поступила в редколлегию 17.07.2012.

Принята к печати 31.07.2012.

Л. М. ТИМОФЕЄВА, Л. С. ШЕПЕТЕВА (Пермський національний дослідницький політехнічний університет, Росія)

ПРОБЛЕМИ ЗАСТОСУВАННЯ ГЕОСИНТЕТИЧНИХ МАТЕРІАЛІВ У СУЧАСНОМУ ТРАНСПОРТНОМУ БУДІВНИЦТВІ

Розглянуто питання застосування геосинтетичних матеріалів різного призначення в транспортному будівництві та проблеми їх вибору в кожному конкретному випадку. Показані випадки негативного і позитивного їх використання. Показано, що найбільш ефективними є комбіновані конструкції з різних геоматеріалами.

Ключові слова: геосинтетичні матеріали, геоболочки, георешітки, геосітки, транспортні споруди

L.M.TIMOFEEVA, L.S.SHEPETEVA (Perm National Research Polytechnic University, Russia)

PROBLEMS OF APPLICATION OF GEOSYNTHETIC MATERIALS IN MODERN TRANSPORT CONSTRUCTION

Questions of application of geosynthetic materials of various purpose in transport construction and problems of their choice in each concrete case are considered. Cases of negative and their positive use are shown. It is shown, that the most effective are the combined designs from different geomaterials.

Keywords: geosynthetic, geoenvironments, geolattices, geogrids, transport constructions

А. В. ШАПОВАЛ (Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, Днепрпетровск)

К ВОПРОСУ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ МОДИФИКАЦИИ ТЕОРИИ СТАРЕНИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА ОСАДОК ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИ ПЕРЕМЕННОЙ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКЕ

Предложена модификация теории старения, позволяющая давать уточненный прогноз развития во времени деформаций грунтовых оснований, находящихся под воздействием переменной внешней нагрузки. Основное ее отличие от классического варианта теории старения заключается в том, что приближенное решение строится не на всем рассматриваемом промежутке времен, а на совокупности некоторых интервалов, которые следует выбирать с использованием определенных правил, которые рассмотрены в настоящей работе.

Ключевые слова: модификация, старение, грунт, деформация, основание, ползучесть, сплайн-крипп

Постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными практическими задачами

Прогноз развития во времени деформаций грунтовых оснований важен для определения напряженно-деформированного состояния фундаментов и расположенных на них конструкций [1, 2, 5].

В настоящее время для этой цели используется очень сложный и громоздкий математический аппарат уравнений Вольтера [1, 2, 3, 6]. При этом использование для решения задач прогноза развития во времени деформаций грунтовых оснований относительно простой теории старения [2, 7] не всегда позволяет получать приемлемые результаты.

Анализ последних исследований и публикаций, в которых положено начало решению данной проблемы

На наш взгляд, наиболее близкими к изложенным ниже материалам исследований являются полученные авторами работ [7] результаты, в которых исследовалось поведение под внезапно приложенной постоянной во времени нагрузкой системы «основание – фундамент – надфундаментное строение».

При этом изложенный в работе [7] алгоритм определения НДС грунтовых оснований при воздействии на них переменной во времени нагрузки не позволяет получать достоверные результаты.

Выделение ранее не решенных частей общей проблемы, которым посвящена данная статья

При написании настоящей работы задача исследований была сформулирована так. Из-

вестны упругие и реологические свойства грунтового основания. Известен закон изменения во времени действующей на основание внешней нагрузки. С использованием элементов теории старения требуется определить деформации основания в расчетный момент времени t .

Цель работы – разработка и обоснование алгоритма определения напряженно-деформированного состояния обладающего реологическими свойствами грунтового основания с использованием элементов теории старения.

Изложение основного материала исследования

Для иллюстрации предлагаемого метода рассмотрим задачу об определении деформации в момент времени t находящегося в условиях компрессии грунтового образца высотой h , к которому в момент времени $t=0$ приложена нагрузка $q(t)$. Допустим, что его упругие свойства описываются константами Ламе λ и G , а реологические – ядром ползучести $K(t, \tau)$, где t – время, а τ – имеющий размерность времени параметр [1, 6].

Точное решение задачи в указанной постановке имеет вид:

$$S(t) = \frac{h}{a_k} \cdot \left[q(t) + \int_0^t q(\tau) \cdot K(t, \tau) \cdot d\tau \right], \quad (1)$$

где $S(t)$ – осадка образца в момент времени t ; $q(t)$ – действующая в момент времени t на образец нагрузка; $a_k = \lambda + 2 \cdot G$ – упругий модуль объемного сжатия грунта.

После этого рассмотрим случай постоянной во времени нагрузки, т. е. $q(t) = q = const$.

В этом случае точное решение задачи имеет вид:

$$S(t) = q \cdot \frac{h}{a_k} \cdot \left[1 + \int_0^t K(t, \tau) \cdot d\tau \right]. \quad (2)$$

Далее найдем решение задачи в рамках теории старения. Согласно [1, 7] в данном случае вначале по формуле

$$a_k(t) = \frac{a_k}{1 + \int_0^t K(t, \tau) \cdot d\tau} \quad (3)$$

следует определить модуль объемного сжатия (в рамках теории старения он явно зависит от времени), а затем по формуле

$$S(t) = \frac{q \cdot h}{a_k(t)} = \frac{q \cdot h}{a_k} \cdot \left[1 + \int_0^t K(t, \tau) \cdot d\tau \right] \quad (4)$$

найти осадку образца.

Сопоставление формул (2) и (4) позволило нам сделать вывод о том, что в данном случае использование теории старения позволило получить результат, полностью совпадающий с точным решением задачи.

Далее рассмотрим представленный на рис. 1 закон изменения нагрузки.

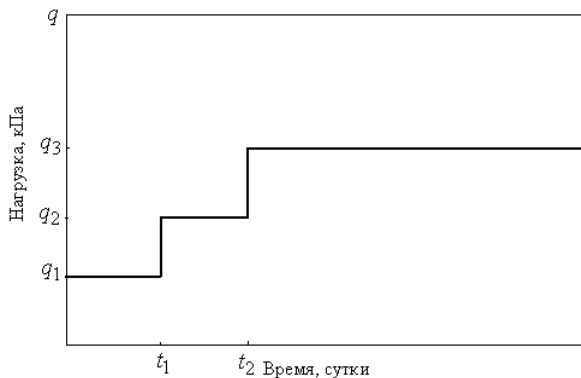


Рис. 1. Зависимость действующей на образец нагрузки от времени

В данном случае точное решение задачи имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} S(t) &= \frac{h}{a_k} \cdot \left[q(t) + \int_0^t q(t) \cdot K(t, \tau) \cdot d\tau \right]; \\ q(t) &= q_1 + (q_2 - q_1) \cdot U(t - t_1) + \\ &+ (q_3 - q_2) \cdot U(t - t_2). \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

где $U(t)$ – ступенчатая функция Хевисайда.

При этом решение, полученное в рамках теории старения для представленной на рис. 1 нагрузки имеет вид:

$$S(t) = \frac{q(t) \cdot h}{a_k(t)} = \left[q_1 + (q_2 - q_1) \cdot U(t - t_1) + (q_3 - q_2) \cdot U(t - t_2) \right] \times \frac{h}{a_k} \cdot \left[1 + \int_0^t K(t, \tau) \cdot d\tau \right] \quad (6)$$

Для того чтобы сопоставить полученные нами точное (5) и приближенное (6) решения положим:

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= 1; q_2 = 2; q_3 = 3; \\ t_1 &= 1; t_2 = 2; \\ K(t, \tau) &= 0,5 \cdot \exp[-0,5 \cdot (t - \tau)]; \\ S^* &= \frac{a_k}{h} \cdot S(t). \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Далее подставим (6) в равенства (5) и (6). Полученные в ходе интегрирования зависимости в графической форме представлены на рис. 2. Их анализ позволил нам сделать вывод о том, что в данном случае расхождение между точным и приближенным решениями составляет 50%

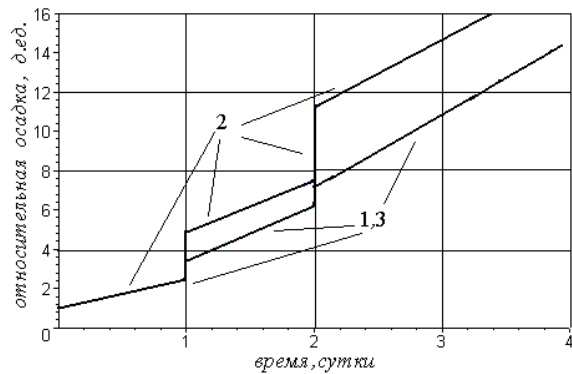


Рис. 2. Зависимость осадки грунтового образца от времени:

1 – точное решение; 2 – то же, приближенное, установленное с использованием классической теории старения; 3 – то же, приближенное, рассчитанное с использованием предложенной нами модификации теории старения.

Кривые 1 и 3 совпадают

После этого используем для расчета осадки предложенную нами модификацию теории старения. Ступенчатую нагрузку представим в виде

$$q(t) = \sum_{i=1}^n q_i \cdot [U(t - t_i) - U(t - t_{i+1})]. \quad (7)$$

В частности, представленная на рис. 1 зависимость нагрузки от времени с использованием формулы (7) примет вид:

$$\left. \begin{aligned} q(t) = & q_1 \cdot [U(t-0) - U(t-t_1)] + \\ & + q_2 \cdot [U(t-t_1) - U(t-t_2)] + \\ & + q_3 \cdot [U(t-t_2) - U(t-\infty)] = \\ & q_1 \cdot [1 - U(t-t_1)] + \\ & + q_2 \cdot [U(t-t_1) - U(t-t_2)] + \\ & + q_3 \cdot U(t-t_2). \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Далее найдем осадку образца на интервале времен $t \in (t_i, t_{i+1})$. При этом положим модуль компрессионного сжатия, высоту образца и действующую на него нагрузку равной единице. Имеем

$$S(t) = \left\{ \begin{aligned} & [U(t-t_i) - U(t-t_{i+1})] + \\ & + \int_0^t [U(\tau-t_i) - U(\tau-t_{i+1})] \cdot K(t, \tau) \cdot d\tau \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

В соответствии с теорией старения на данном интервале времен $t \in (t_i, t_{i+1})$ модуль компрессионного сжатия равен

$$a_{k,i}(t) = \frac{a_k}{\left[\begin{aligned} & U(t-t_i) - \\ & - U(t-t_{i+1}) \end{aligned} \right] + \int_0^t \left[\begin{aligned} & U(\tau-t_i) - \\ & - U(\tau-t_{i+1}) \end{aligned} \right] \cdot K(t, \tau) \cdot d\tau} \quad (10)$$

Далее используем теорию старения применительно к расчету осадки на каждом из n временных интервалов (формулы (7) и (10)). Имеем

$$\left. \begin{aligned} S(t) = & \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{a_{k,i}(t)} = \\ = & \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{a_k} \cdot \left\{ \begin{aligned} & [U(t-t_i) - U(t-t_{i+1})] + \\ & + \int_0^t [U(\tau-t_i) - U(\tau-t_{i+1})] \cdot K(t, \tau) \cdot d\tau \end{aligned} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

где $a_{k,i}(t)$ – модуль компрессионного сжатия на интервале времен $t \in (t_i, t_{i+1})$.

Рассчитанная с использованием формулы (11) зависимость осадки от времени представлена на рис. 2.

Анализ представленных на рис. 2 кривых позволил нам сделать вывод о том, что рассчи-

танная с использованием предлагаемой нами модификации теории старения кривая полностью совпадает с точным решением задачи. При этом расхождение между точным решением и решением, установленным с использованием классического варианта теории старения достигает 50%.

Этот факт позволил нам сделать вывод о том, что предложенная нами модификация теории старения обязана найти свое место в кругу решаемых задач механики грунтов и фундаментостроения.

Кроме того, изложенный в настоящей работе подход допускает естественное обобщение на случаи кусочно-линейной, кусочно-квадратичной нагрузки и вообще, для нагрузки, закон изменения во времени которой можно аппроксимировать с использованием ступенчатых, линейных, квадратных, кубических и иных сплайнов [4].

В этой связи изложенную в настоящей работе модификацию теории старения целесообразно назвать методом сплайн-криппа.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Зарецкий, Ю. К. Теория консолидации грунтов [Текст] / Ю. К. Зарецкий. – М.: Наука. 1967 – 270 с.
2. Зарецкий, Ю. К. Лекции по современной механике грунтов [Текст] / Ю. К. Зарецкий. – Ростов на Дону, 1989 – 608 с.
3. Корн, Г. Справочник по математике [Текст] / Г. Корн, Т. Корн. – М.: Наука, 1974. – 840 с.
4. Корнейчук, Н. П. Сплайны в теории приближения [Текст] / Н. П. Корнейчук. – М.: Наука, 1984. – 352 с.
5. Цытович, Н. А. Прогноз скорости осадок оснований и сооружений [Текст] / Н. А. Цытович и др. – М.: Стройиздат, 1967. – 238 с.
6. Шаповал, А. В. Теория взаимосвязанной фильтрационной консолидации [Текст]: монография / А. В. Шаповал, В. Г. Шаповал. – Д.: Пороги, 2009. – 311 с.
7. Шаповал, А. В. Особенности взаимодействия водонасыщенных обладающих свойством ползучести оснований со зданиями и сооружениями [Текст]: дис. ... канд. техн. наук. – Д.: 2007. – 210 с.

Поступила в редколлегию 19.06.2012.

Принята к печати 27.06.2012.

А. В. ШАПОВАЛ (Придніпровська державна академія будівництва та архітектури, Дніпропетровськ)

ОСОБЛИВОСТІ ВИКОРИСТАННЯ МОДИФІКАЦІЇ ТЕОРІЇ СТАРІННЯ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ОСІДАНЬ ГРУНТОВИХ ОСНОВ ПРИ ЗМІННОМУ У ЧАСІ ЗОВНІШНЬОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Запропоновано модифікацію теорії старіння, що дозволяє давати уточнений прогноз розвитку в часі деформацій ґрунтових підстав, що перебувають під впливом змінного зовнішнього навантаження. Основна її відмінність від класичного варіанта теорії старіння полягає в тому, що наближене рішення будується не на всьому розглянутому проміжку часів, а на сукупності деяких інтервалів, які слід вибирати з використанням певних правил, які оговорено в даній роботі.

Ключові слова: модифікація, старіння, ґрунт, деформація, основа, повзучість, сплайн-крипп

A. V. SHAPOVAL (Prydniprovs'ka State Academy of Civil Engineering and Architecture, Dniepropetrovsk)

FOR USING MODIFICATION OF THE CRYP THEORY FOR THE CALCULATION OF SETTLEMENTS WITH A VARIABLE BASE GROUND EXTERNAL LOAD

Modification of theory of senescence, allowing to give the specified prognosis of development in time of deformations of grounds, being under act of the variable external loading, is offered. Its basic difference from the classic variant of theory of senescence consists in that a close decision is built not on all of the examined interval of times, but on the aggregate of some intervals which it is necessary to choose on set rules.

Keywords: modification, aging, ground deformation, ground, creep, spline-creep

А. В. ШАПОВАЛ, В. В. КРЫСАН, В. Г. ШАПОВАЛ, Е. В. НЕСТЕРОВА
(Приднепровская государственная академия строительства
и архитектуры, Днепрпетровск)

ПОЛЕВОЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ УПРУГИХ И РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТА

Предложена методика определения упругих (модуля упругости и коэффициента Пуассона) и реологических (коэффициента консолидации и параметров ядра ползучести) свойств водонасыщенных грунтов в ходе их штамповых испытаний. Ее основное отличие от известных методов Тейлора и Казагранде - учет масштабного фактора при определении свойств грунта.

Ключевые слова: модификация, старение, грунт, деформация, основание, ползучесть, сплайн-крипп

Постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными практическими задачами

Известные методы определения коэффициента консолидации, вида и параметров ядра ползучести грунтовых оснований базируются на неверном с точки зрения физики процесса постулате о том, что после завершения процесса фильтрационной консолидации начинается процесс ползучести грунтового скелета или вторичная консолидация (на самом деле эти оба процесса протекают одновременно, однако имеют различную скорость) [1]. Кроме того, использование полученных таким образом данных для выполнения практических расчетов сопряжено известными трудностями, поскольку реальные грунтовые основания являются системами с распределенными параметрами, в которых «завершение фильтрационной консолидации» происходит в различное время.

В этой связи проблема разработки методов определения реологических и упругих свойств грунтовых оснований при учете одновременно протекающих процессов фильтрационной консолидации и ползучести грунтового скелета является актуальной и нуждается в своём решении

Анализ последних исследований и публикаций, в которых положено начало решению данной проблемы

Попытка решения очерченной проблемы предпринималась авторами работ [2, 3, 4]. Изложенные в этих работах методики базируются на материалах анализа результатов штамповых испытаний. При этом недостатками работы [2] являются:

- допущение о том, что кривые ползучести грунтового скелета не зависят от величины давления на основание;
- предположение о том, что зависимость «осадка штампа – время» в процессе фильтрационной консолидации описывается экспоненциальной зависимостью, содержащей одну экспоненту (это противоречит результатам [4, 5]).

Постановка задачи исследований

Задача исследований была сформулирована так. Имеются табличные данные штамповых испытаний водонасыщенного грунта постоянными во времени нагрузками (точнее зависимость «осадка – время»). Известны размеры штампа и величина среднего давления под его подошвой. Требуется определить такие характеристики основания:

- модуль упругости грунта E ;
- коэффициент Пуассона грунтового скелета ν ;
- коэффициент консолидации при компрессии c_k ;
- выявить вид ядра ползучести;
- определить его параметры.

Цель работы – определение упругих и реологических характеристик водонасыщенного грунта и его коэффициента консолидации на основе анализа его штамповых испытаний.

Изложение основного материала исследования

Согласно [5, 6] зависимость осадки находящегося в условиях компрессионного сжатия водонасыщенного грунтового образца от времени имеет вид:

$$S(t) = S^\phi(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot S^\phi(\tau) \cdot d\tau, \quad (1)$$

$$S^\phi(t) = S_\infty \cdot \left[a_1 + a_2 \cdot \exp\left(-k \cdot \frac{c_k \cdot t}{b^2}\right) + a_3 \cdot \exp\left(-2 \cdot k \cdot \frac{c_k \cdot t}{b^2}\right) \right]$$

где $S_\infty = \omega \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{p \cdot b}{E}$; a_1, a_2, a_3 и k – константы, которые следует определять в соответствии с рекомендациями [5]; c_k – коэффициент консолидации основания при компрессии; b – ширина квадратного или диаметр круглого штампа; p – среднее давление под его подошвой; ω – коэффициент формы штампа [4, 5]; E – модуль упругости основания; ν – его коэффициент Пуассона.

Предлагаемая нами методика имеет два варианта.

В первом случае коэффициент Пуассона предполагается известным.

Его следует принимать равным:

- 0,3 – для песков и супесей;
- 0,35 – для суглинков;
- 0,42 – для глин.

Во втором случае коэффициент Пуассона подлежит определению.

В первом случае определение искомых характеристик следует выполнять в такой последовательности.

1. Вначале табличную зависимость « $S_i - t_i$ » следует аппроксимировать с использованием методики [1, 3] функцией вида

$$S(t) = A \cdot [1 - \exp(-B \cdot t)], \quad (2)$$

где A и B – константы аппроксимации.

2. После этого с использованием формулы

$$c_{k,0} = B \cdot \frac{b^2}{k} \quad (3)$$

необходимо найти значение коэффициента консолидации в первом приближении.

3. Далее табличную зависимость « $S_i - t_i$ » следует аппроксимировать с использованием методики [1, 3] функцией вида

$$S(t) = C \cdot \int_0^t K(t, \tau) \cdot d\tau, \quad (4)$$

где C – константа аппроксимации, а $K(t, \tau)$ – ядро ползучести грунтового скелета.

В случае экспоненциального ядра ползучести $K(t, \tau) = \delta \cdot \exp[-\delta_{1,0} \cdot (t - \tau)]$ равенство (4) имеет вид:

$$S(t) = C \cdot [1 - \exp(-\delta_{1,0} \cdot t)]. \quad (5)$$

В случае степенного ядра ползучести $K(t, \tau) = \delta \cdot (t - \tau)^{\delta_{1,0}}$ равенство (4) имеет вид

$$S(t) = C \cdot (t)^{1 - \delta_{1,0}}, \quad (6)$$

В случае логарифмического ядра ползучести $K(t, \tau) = \frac{\delta}{(t - \tau) + \delta_{1,0}}$ равенство (4) имеет вид:

$$S(t) = C \cdot \ln(\delta_{1,0} + t), \quad (7)$$

В формулах (5), (6), (7) C и $\delta_{1,0}$ – подлежащие определению константы аппроксимации.

4. Затем следует определить область изменения искомых параметров c_k и δ_1 при сканировании их значений. Опыт определения параметров ядер ползучести и коэффициента консолидации позволил нам сделать вывод о том, что диапазон их изменения

$$\left. \begin{aligned} c_k &\in (0, 1 \cdot c_{k,0} \dots 10 \cdot c_{k,0}) \\ \delta_1 &\in (0, 1 \cdot \delta_{1,0} \dots 10 \cdot \delta_{1,0}) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

позволяет получить вполне приемлемые для практических расчетов результаты.

5. После этого с использованием известных значений коэффициента консолидации c_k и параметра ползучести δ_1 (см. (4)) следует вычислить входящие в (1) интегралы. Для принятых нами ранее обозначений равенство (1) примет вид:

$$S(t) = A \cdot f_1(t) + B \cdot f_2(t), \quad (9)$$

где A и B – подлежащие определению константы аппроксимации. Здесь

$$f_1(t) = a_1 + a_2 \cdot \exp\left(-k \cdot \frac{c_k \cdot t}{b^2}\right) + a_3 \cdot \exp\left(-2 \cdot k \cdot \frac{c_k \cdot t}{b^2}\right)$$

и

$$f_2(t) = \int_0^t f_1(\tau) \cdot K(t, \tau) \cdot d\tau.$$

6. Затем необходимо составить переопределенную систему линейных алгебраических уравнений вида

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Зарецкий, Ю. К. Теория консолидации грунтов [Текст] / Ю. К. Зарецкий. – М.: Наука. 1967 – 270 с.
2. Зарецкий, Ю. К. Практическая оценка консолидации глинистого грунта и ее приложение [Текст] / Ю. К. Зарецкий и др. // Известия вузов. Строительство и архитектура. – М.: 1983. – № 3. – С. 23-27.
3. Шаповал, В. Г. Ускоренное определение реологических свойств водонасыщенных глинистых оснований [Текст]: дисс. ... канд. техн. наук. – Д.: 1984. – 179 с.
4. Вялов, С. С. Реологические основы механики грунтов [Текст] / С. С. Вялов. – М.: Высш. шк., 1978. – 447 с.
5. Шаповал, А. В. Теория взаимосвязанной фильтрационной консолидации [Текст]: монография / А. В. Шаповал, В. Г. Шаповал. – Д.: Пороги, 2009. – 311 с.
6. Шаповал, В. Г. Механика грунтов [Текст]: учебник / В. Г. Шаповал и др. – Д.: Пороги, 2010 – 168 с.

Поступила в редколлегию 19.06.2012.

Принята к печати 03.07.2012.

А. В. ШАПОВАЛ, В. В. КРИСАН, Є. В. ШАПОВАЛ, О. В. НЕСТЕРОВА (Придніпровська держана академія будівництва та архітектури, Дніпропетровськ)

ПОЛЬОВИЙ МЕТОД ВИЗНАЧЕННЯ ПРУЖНИХ ТА РЕОЛОГІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТУ

Запропоновано методику визначення пружних (модуля пружності і коефіцієнта Пуассона) та реологічних (коефіцієнта консолідації і параметрів ядра повзучості) властивостей водонасичених ґрунтів в ході їх штапових випробувань. Її основна відмінність від відомих методів Тейлора та Казагранде - врахування масштабного фактору при визначенні властивостей ґрунту.

Ключові слова: модифікація, старіння, ґрунт, деформація, основа, повзучість, сплайн-крипп

A. V. SHAPOVAL, V. V. KRYSAN, V. G. SHAPOVAL, H. V. NESTEROVA (Prydniprovsk'ka State Academy of Civil Engineering and Architecture, Dniepropetrovsk)

FIELD METHOD FOR DETERMINING THE ELASTIC AND RHEOLOGICAL PROPERTIES OF SOIL

Proposed method of determining the elastic (Young's modulus and Poisson's ratio) and reological (coefficient of consolidation) properties of saturated soils during their test compression. Its main difference from the known methods of Taylor and Casagrande - Full automation of the process of determining the properties of the soil.

Keywords: modification, aging, ground deformation, ground, creep, spline-creep

А. Н. ШКУМАТОВ (Донецкий национальный технический университет)

УПРАВЛЕНИЕ РАЗЛЕТОМ ПОРОДЫ ПРИ БУРОВЗРЫВНОЙ ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Проанализированы особенности начального этапа строительства подземного сооружения. Теоретически обоснованы параметры криволинейно-уступной формы проходческого забоя. Выполнены лабораторные испытания ее влияния на дальность разлета породы при БВР.

Ключевые слова: подземное сооружение, БВР, технологическая часть выработки, криволинейно-уступная форма забоя, дальность разлета породы

Введение

До начала строительства подземного сооружения (туннеля, протяженной горной выработки или камеры) необходимо соорудить его технологическую часть, которая в дальнейшем будет использоваться для монтажа проходческого оборудования. Несмотря на небольшую протяженность (15...25 м), ее строительство занимает от 1-го до 3-х месяцев или до 10 % общей продолжительности работ. При этом трудоемкость процессов и операций в среднем в 3 раза выше, чем при проведении основной части выработки.

При строительстве новой выработки со стороны уже проведенной в последней усложняется эксплуатация подземного транспорта. Также увеличивается вероятность деформации крепи и коммуникаций обломками породы, разлетающейся при ведении взрывных работ в технологической части.

Постановка задачи

При применении традиционной формы проходческого забоя в его верхней части (так называемом «кутке») концентрируются напряжения, обусловленные формой стыковки кровли и забоя. Это увеличивает вероятность вывала породы. Дополнительные напряжения, вызванные увеличением пролета в месте сопряжения выработок, еще больше усложняют технологию буровзрывных работ и требуют усиления конструкции временной крепи.

Ежегодно только на шахтах Украины сооружают более 2400 сопряжений горных выработок, что предусматривает необходимость строительства такого же количества технологических частей. На выполнение этих работ затрачивается более 70 тыс. чел-смен. Поэтому сокращение длительности и трудоемкости строительства технологических частей подземных сооружений является актуальным.

Для решения этой задачи в [1] предложено придавать проходческому забою криволинейно-уступную форму (рис. 1).

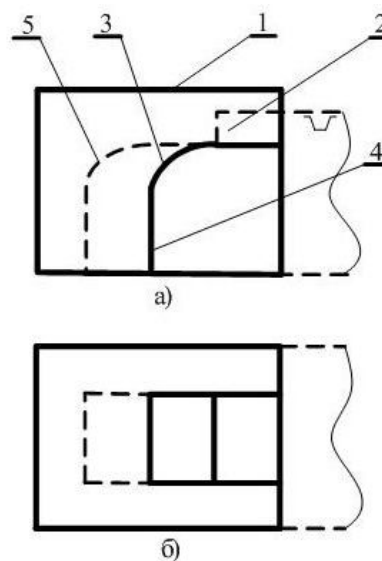


Рис. 1. Криволинейно-уступная форма проходческого забоя:
а) – вид сбоку; б) – вид сверху

Часть породного массива (1), прилегающая к выработке, выполняется в виде уступа (2), который сопрягается с цилиндрической поверхностью (3) определенного радиуса, перпендикулярной продольной оси выработки. Нижняя часть забоя (4) вертикальна. (5) – контур выработки после взрывания. При использовании забоя предложенной формы в первую очередь взрывают заряды в уступе, а затем – у почвы. После этого поочередно взрывают шпур рядами в направлении снизу вверх.

По Правилам безопасности высота вертикально – криволинейной части забоя должна быть не менее 1800 мм. Рациональная длина заходки – 1 м, т.к. по Правилам безопасности отставание постоянной рамной крепи от забоя не должно превышать 3 м. При расхождении длин заходок в уступе и криволинейно-

вертикальной части будет возникать необходимость для каждого взрывания разрабатывать новый паспорт БВР.

Учитывая, что минимальное расстояние шпуров от контура выработки составляет 150 мм, ЛНС для породы – не менее 300 мм, для угля – не менее 500 мм, а диаметр шпура – 42 мм, минимальная высота уступа принимается равной 500 мм. Максимальная высота уступа равна:

$$H_{уст.макс} = H_{вч} - 1800$$

где $H_{вч}$ – высота выработки вчерне, мм.

Площадь проходческого забоя складывается из площадей уступной S_y , криволинейной S_k и вертикальной $S_{верт}$ частей.

При полуциркульном своде уступная часть представляет собой сегмент круга. При 3-х центровом своде уступная часть – параболический сегмент. Ее площадь равна:

$$S_y = \frac{2}{3} \cdot H_{уст} \cdot B_{уст}$$

где $B_{уст}$ – ширина выработки вчерне, м.

Для определения площади криволинейной части проходческого забоя, S_k , использована схема, приведенная на рис. 2.

$$S_k = S_1 - S_2,$$

где $S_1 = l_{зах} \cdot r + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^2$, $S_2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^2$.

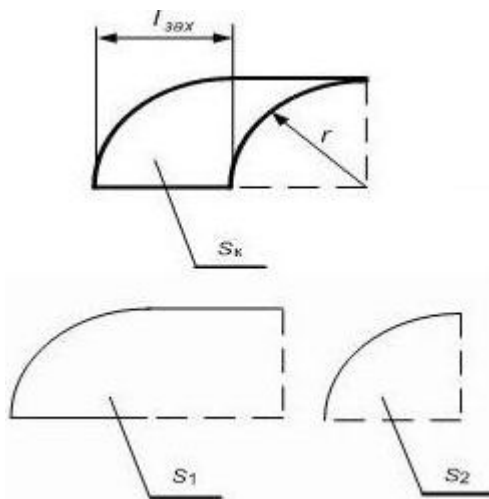


Рис. 2. Схема для определения площади криволинейной части забоя

Высота вертикальной части не должна быть меньше 1800 мм и определяется из выражения:

$$H_{верт} = H_{вч} - H_{уст} - r,$$

Площадь вертикальной части равна:

$$S_{верт} = H_{верт} \cdot B_{вч}.$$

С учетом изложенного, выполнен расчет объемов породы для типовых арочных сечений горных выработок при коэффициенте разрыхления $K_p = 1,7$, $l_{зах} = 1,0$ м и криволинейной части радиусом, равным 1 м. Объемы породы в разрыхленном состоянии получены умножением соответствующих площадей на $l_{зах}$ и обозначены как V_y , V_k и $V_{верт}$. Графической интерпретацией полученных результатов расчетов является номограмма, приведенная в [2].

При этом образованный при взрывании уступа породный вал является устойчивым, когда его объем, V_y , равен объему горной массы в остальных частях забоя ($V_{ост} = V_k + V_{верт}$). Если $V_y < V_{ост}$, то вероятность сноса вала обломками взорванной породы возрастает. При $V_y > V_{ост}$ породный вал мешает разлету породы из вертикально – криволинейной части забоя. Полученные в [2] зависимости показывают, что при увеличении $H_{уст}$ от 1-го до 2-х метров его объем возрастает с $9,5 \text{ м}^3$ до $18,9 \text{ м}^3$. Следовательно, увеличение высоты уступа на 0,1 м приводит к приращению его объема на $0,94 \text{ м}^3$.

Лабораторные исследования

Лабораторные исследования влияния криволинейно – уступной формы проходческого забоя на дальность разлета породы проведены во взрывной камере лаборатории БВР Донецкого Национального технического университета. Для проведения лабораторных экспериментов по оценке эффективности предложенной формы изготовлена модель выработки из эквивалентных материалов с соблюдением геометрического и физического (энергетического) подобия. Использовался метод, основанный на общем законе механического подобия и теории размерностей [3], согласно которому критерий подобия или инвариант вычисляется из выражения.

В основе моделирования методом эквивалентных материалов лежит общий закон механического подобия Ньютона и теория размерностей, позволяющие установить критерий подобия или инвариант подобия:

$$\frac{P_m}{q_m \cdot a_m \cdot L_m} = \frac{P_n}{q_n \cdot a_n \cdot L_n} = inv,$$

где P_m, P_n – силы, действующие в модели и в натуре; q_m, q_n – плотность материала модели и натуре; a_m, a_n – ускорение в модели и в натуре; L_m, L_n – линейные размеры в модели и в натуре.

Для подбора механических характеристик эквивалентного материала, обеспечивающего подобие механических процессов в модели, преобразуем инвариант подобия к виду:

$$\frac{N_m}{\gamma_m \cdot L_m} = \frac{N_n}{\gamma_n \cdot L_n} = k = inv,$$

где N_m, N_n – величины, соответствующие различным силовым характеристикам состояния модели и натуре; γ_m, γ_n – объемный вес материала в модели и в натуре; L_m, L_n – линейные размеры в модели и в натуре; k – критерий (инвариант) подобия процессов деформаций и разрушений пород в условиях действия сил тяжести и напряжений, возникающих в реальных и модельных условиях.

Таким образом, имея масштаб модели L_m/L_n , и заданное соотношение γ_m/γ_n , можно подобрать механические характеристики эквивалентного материала.

$$N_m = \frac{L_m}{L_n} \cdot \frac{\gamma_m}{\gamma_n} \cdot N_n.$$

Для изготовления модели (рис. 3) использовался металлический куб, боковыми гранями которого являлись листы размером $650 \times 650 \times 650$ мм, соединенные между собой 4-мя болтами по каждой грани. В куб помещалась металлическая матрица, имитирующая проходческий забой криволинейно-уступной формы.



Рис. 3. Модель проходческого забоя криволинейно-уступной формы

Изготовленная модель имитирует в масштабе 1:10 криволинейно-уступную форму проходческого забоя выработки со следующими размерами:

- площадь сечения вчерне $S_{вч} = 12,5 \text{ м}^2$;
- ширина выработки вчерне $B_{вч} = 4330 + 2 \times 123 + 2 \times 50 = 4676 \text{ мм}$;
- высота выработки вчерне $H_{вч} = 3344 + 123 + 2 \times 50 = 3576 \text{ мм}$;
- радиус верхняка $r_{1вч} = 2110 + 123 + 2 \times 50 = 2333 \text{ мм}$;
- высота уступа вчерне $h_{уст} = 3576 - 3000 = 576 \text{ мм}$;
- ширина уступа вчерне $B_{уст} = 2700 \text{ мм}$.

В качестве эквивалентного материала при моделировании использовалась цементно-песчаная смесь (Ц:П=1:3). Для определения ее прочности одновременно с изготовлением цементно-песчаной модели в специально изготовленную чугунную кубическую форму размером $70 \times 70 \times 70$ мм была залита такая же смесь объемом $343 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$, массой 690 г с удельным весом $\gamma = 1,2 \cdot 10^3 \text{ кг/м}^3$.

Изготовленные кубики затем раздавливались на механическом прессе – машине испытательной разрывной Р-5. Образцы испытывались до полного разрушения. Для расчетов принято среднее значение прочности модели, равное 23,80 МПа.

Для пересчета усилия прессы в прочность испытываемого образца применялась следующая зависимость:

$$\Pi = \frac{Y_{пр} \cdot \alpha}{S}$$

где Π – прочность испытываемого образца, МПа; $Y_{пр}$ – усилие прессы, кН; S – площадь контакта, м^2 ; α – поправочный коэффициент по ГОСТ 28570-90 «Бетоны, методы определения прочности по образцам». При стандартной кубической форме равен 1,0. При форме образца, отличной от кубической, равен 1,1.

В качестве временной крепи применялись анкера, изготовленные из Ст-5. Для их размещения было пробурено 12 шпуров длиной 150 мм и $\varnothing 6$ (два ряда по 6 шпуров в уступной и криволинейной частях забоя, расстояние между анкерами – 70 мм).

После набора раствором достаточной прочности было произведено натяжение анкеров при помощи гаек, навинчиваемых на резьбовую часть анкера длиной 22 мм. Под гайками раз-

мещались шайбы диаметром 20 мм с отверстием диаметром 4 мм. Прочность модели составила 23,8 МПа.

Через 7 суток после начала твердения при помощи динамометра было измерено усилие выдергивания анкера, которое составило 140 Н. Теоретически оно должно составлять 155 Н, что подтверждает достаточную сходимость результатов.

Затем, в соответствии с рассчитанным паспортом БВР, был пробурен 31 шпур длиной 100 мм и диаметром 8 мм. Шпуры бурились перпендикулярно груди забоя. Взрывание производилось при помощи электродетонаторов ЭДКЗ-0П в последовательности, соответствующей номерам шпуров. В качестве забойки применялась песчано-глинистая смесь.

Дальность разлета породы определялась при помощи мишеней, уложенных горизонтально на почву (рис. 4).



Рис. 4. Вид установки для исследования дальности разлета породы до взрывания

После этого выполнялись серии взрывов (по одному – два одновременно) с последующим измерением дальности разлета породы (рис. 5).



Рис. 5. Вид установки после взрывания шпуров в уступной части

При помощи горизонтальной мишени измерялась дальность разлета породы от забоя и от торца уступа.

Высота породного вала определялась в характерных местах: около забоя; под серединой и под торцом уступа; в месте с наибольшей высотой вала породы; на максимальном расстоянии от торца уступа.

Для определения объема породы применялся измерительный сосуд, заполненный водой.

Результаты

Анализ результатов экспериментов показал, что при взрывании шпуров в уступной части проходческого забоя можно выделить три зоны расположения взорванной породы:

1-я зона: около 20 % взорванной породы, расположена под уступом;

2-я зона: около 70 % взорванной породы, расположена от торца уступа на расстоянии $(0...2,5)H$, где H – высота выработки;

3-я зона: около 10 % взорванной породы, разлетается на расстояние $(2,5...4,0)H$.

В 1-й зоне объем вала равнялся 312 см^3 ; во 2-й зоне – 1130 см^3 ; в 3-й зоне – 160 см^3 .

Промышленные испытания по установлению дальности отброса взорванной горной массы были проведены в 15-ти тупиковых нарезных и подготовительных выработках 5-ти шахт ГП «Шахтерскуголь». Площадь поперечного сечения выработок в свету изменялась от 2,4 до $11,2 \text{ м}^2$, а высота H – от 0,85 до 3,4 м. Взрывания производились в забоях с одной и двумя открытыми поверхностями при общем расходе ВВ от 8,8 до 23,0 кг и глубине шпуров от 2,0 до 3,0 м. Обработка полученных результатов показала, что в выработках с одной открытой поверхностью дальность отброса основной массы породы (угля) равнялась $6H$ при максимальной высоте породного вала $0,5H$. В выработках с двумя открытыми поверхностями эти показатели равнялись $3H$ и $0,7H$, соответственно [4].

Предложенное техническое решение использовано при разработке «Инструкции по усовершенствованию буровзрывных работ при строительстве сопряжений горизонтальных и наклонных выработок на шахте «Россия» ГП «Селидовуголь» [5] и внедряется при сооружении сопряжения 3-го южного штрека пласта l_2^1 с наклонным квершлагом № 2 пластов $l_1 - l_2^1$ на этой шахте.

Выводы

Придание проходческому забою криволинейно-уступной формы с рекомендуемыми параметрами уступа по сравнению с традиционной обеспечивает сокращение дальности разлета взорванной породы в 2,4 раза. Следовательно, при строительстве технологических частей подземных сооружений при помощи буровзрывных работ в реальных условиях дальность разлета породы находится в интервале от 8 до 10 м. Такая форма проходческого забоя позволяет взрывать все шпуров за один прием, что существенно сокращает затраты времени на производство буровзрывных работ. Кроме того пропорционально повышается кучность размещения взорванной породы. Это позволяет при строительстве технологических частей подземных сооружений вместо дорогостоящих погрузочных машин применять скреперные установки, производительность которых при этой дальности транспортирования на 25 % выше, чем у погрузочных машин ковшевого типа.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. А. с. 1528075 СССР Е21 В 9/00. Способ проходки горных выработок [Текст] / А. Г. Гудзь,

А. Н. Шкуматов и др. (СССР) – заявл. 21.12.1987; зарегистр. в Гос. реестре изобр. 8.09.1989.

2. Шкуматов, О. М. Обґрунтування параметрів прохідницького вибою криволінійно-уступної форми при будівництві спряжень гірничих виробок [Текст] / О. М. Шкуматов, О. К. Мороз, В. А. Галоян // Вісник Криворізького технічного університету. – 2009. – № 23. – С. 38–41.
3. Кузнецов, Г. Н. Моделирование проявлений горного давления [Текст] / Г. Н. Кузнецов и др. – Л.: Недра, 1968. – 278 с.
4. Шевцов, Н. Р. Установление дальности разлета породы при криволинейно-уступном проходческом забое с двумя открытыми поверхностями [Текст] / Н. Р. Шевцов, А. Н. Шкуматов, И. А. Черкасов // Тези доповідей 2-ї МНПК МВАС «Перспективи освоєння підземного простору». – Д.: НГУ, 2008. – С. 29-32.
5. Шкуматов, А. Н. Инструкция по совершенствованию взрывных работ при строительстве сопряжений горизонтальных и наклонных выработок на шахте «Россия» ГП «Селидовуголь» [Текст] / А. Н. Шкуматов, И. А. Черкасов. – ДонНТУ-Селидовуголь, 2008. – 41 с.

Поступила в редколлегию 28.06.2012.
Принята к печати 16.07.2012.

О. М. ШКУМАТОВ (Донецкий национальный технический университет)

УПРАВЛІННЯ РОЗЛЬОТОМ ПОРОДИ ПРИ БУРОВИБУХОВІЙ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВНИЦТВА ПІДЗЕМНИХ СПОРУД

Проаналізовані особливості початкового етапу будівництва підземної споруди. Теоретично обґрунтовані параметри криволінійно-уступної форми прохідницького вибою. Виконані лабораторні випробування її впливу на дальність розльоту породи при БВР.

Ключові слова: підземна споруда, БВР, технологічна частина виробки, криволінійно-уступна форма вибою, дальність розльоту породи

A. N. SHKUMATOV (Donetsk National Technical University)

THE CONTROL OF THE ROCK'S DISCHARGE DURING THE EXPLOSIVE TECHNOLOGY OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS BUILDING

The specialties of the beginning stage of the underground construction building are analyzed. The parameters of the curve – terrace form of an excavation's face are theoretically substantiated. Laboratory researches of the developed form effect on a range of rock debris scattering are executed.

Keywords: underground construction, explosive technology, technological part of excavation, curve – terrace form, distance of the rock discharge

Ф. В. ЯЦКО (Національний транспортний університет, Київ)

ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ МОНТЕ-КАРЛО ДЛЯ ОЦІНКИ ДОВГОВІЧНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОСТІВ

В статті представлена загальна модель деградації залізобетонних елементів мостів, побудована за статистичним методом з урахуванням впливу навколишнього середовища та напружено-деформованого стану. Наведений алгоритм визначення довговічності залізобетонного елемента.

Ключові слова: довговічність, стохастичний процес, метод Монте-Карло, рівняння дифузії, хлоридизація, корозія арматури, статистичний метод

Вступ

Одним з найважливіших елементів транспортної системи держави є мости. З досвіду розвинених країн Європи відомо, що до 50 відсотків витрат на мостову галузь припадає на утримання споруд, тому природно постає питання про необхідність визначення довговічності мостів.

Регламентований нормами [3] термін служби для мостів складає 70–100 років. При цьому характеристики матеріалів і навантажень, основні вимоги до розрахунків детерміністичні. В дійсності всі процеси і навантаження в реальному житті відбуваються як функції часу.

Сьогодні ми констатуємо, що середній термін служби залізобетонних прогонових будов мостів України не перевищує 45–50 років. Так на дорогах державного значення в четвертому експлуатаційному стані знаходиться майже 21 % залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів (рис. 1), їх середній вік становить 45 років. (Зауважимо, що 82 % автодорожніх мостів знаходиться на місцевих дорогах і їх технічний стан дещо гірший).

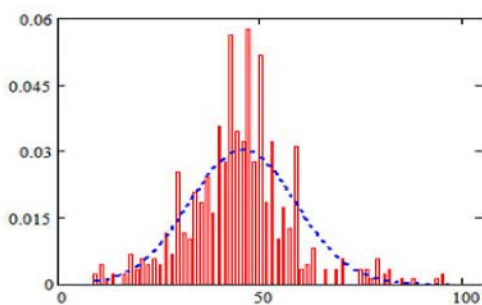


Рис. 1. Вік залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів на дорогах державного значення, що знаходяться в четвертому експлуатаційному стані

Зниження реального середнього терміну служби залізобетонних прогонових будов мостів до 50 – 60 років спостерігається також і в країнах Європи. В роботі [11] вказується, що середній час життєвого циклу залізобетонних

мостів Японії встановлений Міністерством фінансів – 60 років.

Якщо в Україні зниження довговічності мостів можна пояснити проблемами фінансування і відсутності необхідної експлуатації, то щодо країн Європи, США та Японії, такого припущення неможливо.

Складається враження що ще на стадії проектування закладається занижена довговічність залізобетонних елементів.

На сьогодні єдиним інструментом для врахування випадкового характеру характеристик матеріалів і навантажень слугують регламентовані коефіцієнти надійності. В дійсності майже всі процеси і навантаження є змінними, залежними від часу.

Наукові пошуки останніх років із створення засад оцінювання і прогнозування технічного стану транспортних споруд [5] склали базу чинних нормативних документів [3].

Складність досліджень довговічності пов'язана в першу чергу з необхідністю одночасного розглядання величезної кількості взаємопов'язаних факторів, які в сукупності формують життєвий цикл мосту. В той же час проблема довговічності залізобетонних елементів є предметом вивчення величезної кількості науковців, в тому числі і українських [1, 2, 8, 9, 10, 12, 13, 14]. Отже сьогодні необхідно об'єднати теоретичний базис і сформулювати модель ефективного управління довговічністю мостів.

Мета роботи

Метою роботи є розробка моделі довговічності залізобетонного елемента з урахуванням не тільки сукупного впливу імовірнісного характеру стану оточуючого середовища і корозійних процесів, а і напружено-деформованого стану.

Формулювання задачі

Термін служби до вичерпання T – це функція часу, якою описується процес погіршення

технічних, фізико-механічних, хімічних і естетичних характеристик елемента протягом терміну служби елемента. В загальному випадку така функція має вид:

$$T = R(\tau) \cdot L(p_1, p_2, \dots, p_n), \quad (1)$$

де $R(\tau)$ – фактор моделі деградації; $L(p_1, p_2, \dots, p_n)$ – випадкова функція; p_1, p_2, \dots, p_n – параметри, якими характеризуються: властивості матеріалів, напружено-деформований стан, тип конструкції, оточуюче середовище, та ін.

Довговічність можливо виразити через надійність, як ймовірність досягнення граничного стану за час τ [15, 16]. Для цього вводиться функція граничного стану, залежна від часу:

$$g(X, \tau) = R(X, \tau) - S(X, \tau) \quad (2)$$

де $R(X, \tau)$ – узагальнений опір елемента; $S(X, \tau)$ – узагальнений навантажувальний ефект; X – вектор базових змінних, τ – змінна часу.

Зауважимо, що в загальному випадку вектор X є залежним від часу і теорія надійності має моделі в яких $R(X, \tau)$ та $S(X, \tau)$ з (2) є функціями випадкових змінних та часу. На практиці отримати такі функції за допомогою аналітичних залежностей поки що неможливо, проте використавши апарат теорії ймовірностей можливо отримати вектор змінних дискретних величин, тобто не самих функцій, а їх значень, які б відповідали певним умовам.

Постулюється, що узагальнений опір елемента в повній мірі залежить від зміни характеристик матеріалів і напружено-деформованого стану в часі. Тому необхідно розглянути закони деградації бетону і арматури, їх взаємозв'язок і зміни напружено-деформованого стану.

Тут теоретичною базою опису швидкості деградації захисного шару бетону є загальні закони аналітичної теорії дифузії, відомі як рівняння першого і другого законів Адольфа Фіка. [1]:

$$Q = -D_{\text{еф}} \frac{C(h, \tau)}{\partial h}, \quad (3)$$

де Q – кількість перенесеної в результаті дифузії речовини (в даному випадку - вуглецю), так звана, щільність дифузійного потоку; $C(h, \tau)$ – концентрація речовини, що дифундує, функція координати h і часу τ ;

$D_{\text{еф}}$ – ефективний коефіцієнт дифузії газу в бетоні.

$$\frac{\partial C(h, \tau)}{\partial \tau} = D_{\text{еф}} \frac{\partial^2 C(h, \tau)}{\partial h^2}, \quad (4)$$

де $C(h, \tau)$ – концентрація іонів речовини на глибині h у час τ ; $D_{\text{еф}}$ – ефективний коефіцієнт дифузії; τ – час (рахується від початку експлуатації); h – координата нормальна до поверхні бетону.

З урахуванням впливу напружень на швидкість корозії арматури з роботи [16] швидкість деградації арматури:

$$\frac{\partial \delta}{\partial \tau} = v_0 \exp\left(\frac{V\sigma}{RT}\right), \quad (5)$$

де δ – глибина корозійного ушкодження арматури; v_0 – швидкість корозії за відсутності напружень; V – мольний об'єм кородуючого металу; σ – напруження в арматурі; R – універсальна газова стала; T – температура.

За процедурою метода Монте-Карло чисельне визначення кількості речовини, що проникла на глибину більшу за h перетворюється у досить простий імовірнісний вираз усереднення по кількості статистичних експериментів:

$$p_{x \geq h} = \frac{N_{x \geq h}}{N}, \quad (6)$$

де $p_{x \geq h}$ – частка іонів, що продифузували на глибину $\geq h$; $N_{x \geq h}$ – кількість іонів, що пройшли на задану глибину h ; N – загальна кількість іонів (кількість випробувань).

Для визначення концентрації іонів на глибині h після N випробувань скористаємось залежністю:

$$C_h = C_0 \cdot p_{x \geq h}, \quad (7)$$

де C_h – концентрації іонів на глибині h ; C_0 – поверхнева концентрація іонів; $p_{x \geq h}$ – частка іонів, що продифузували на глибину більшу за h .

Часовий крок випробувань доцільно обрати таким, що дорівнює одному місяцю. Це пов'язано з тим що швидкість протікання хлоритизації захисного шару і корозії арматури в значній мірі залежать від коливань вологості, температури і віку елемента. Так при деяких умовах, наприклад в сухі і спекотні періоди рух іонів СІ майже припиняється через відсутність

рідкої фази (електроліту) навіть в найменших порах. Більші проміжки роблять розрахунок більш неточним. З іншого боку коротші проміжки часу такі як тиждень або день призводять до зайвої втрати часу при розрахунках. Щодо результатів оцінки терміну служби, то його зручно вимірювати в роках.

Для визначення глибини проникнення частки дифузанта для кожного випробування використовується формула Ейнштейна [3]:

$$x_{Cl_i} = \sqrt{\frac{2kK_i B \Delta\tau}{N_0}}, \quad (8)$$

де x_{Cl_i} – глибина проникнення дифузанта; k – стала Больцмана (1,3806488 Дж/К); K_i – температура (K); $\Delta\tau$ – відтинок часу (с); B – рухливість (1/Дж·с); N_0 – число Авогадро.

Рухливість B характеризується як самим дифузантом, так і середовищем, де відбувається процес дифузії. В нашому випадку для визначення рухливості B застосовується рівняння Стокса:

$$B = \frac{1}{6\pi\eta r}, \quad (9)$$

де η – в'язкість рідини (Па/с); r – іонний радіус; N_0 – число Авогадро.

В'язкість рідини η залежить від температури і визначається з:

$$D_{\text{еф}_i} = \frac{kT_i B}{N_0} = \frac{kK_i}{6\pi\eta r N_0}, \quad (10)$$

звідки

$$\eta = \frac{kK_i}{6\pi D_{\text{еф}_i} r N_0}, \quad (11)$$

де $D_{\text{еф}_i}$ – ефективний коефіцієнт дифузії ($\text{м}^2/\text{с}$), визначається згідно:

$$D_{\text{еф}_i} = K_{\text{еф}_i} D_0, \quad (12)$$

де $K_{\text{еф}_i}$ – коефіцієнт ефективності:

$$K_{\text{еф}_i} = \frac{\left[1 + \frac{(1-H_i)^4}{(1-H_c)^4}\right]^{-1} e^{q\left(\frac{1}{K_0} - \frac{1}{K_i}\right) \left[1 + A_i \left(\frac{\sigma_i}{f}\right)\right]^2}}{\tau_i^m}, \quad (13)$$

де m – фактор впливу часу; H_i – вологість повітря (%); H_c – критична вологість повітря

(75%); q – константа активації дифузії; K_0 – кімнатна температура; K – температура в час τ ; A_i – коефіцієнт, що залежить від типу напружень в бетоні (при стисканні $-0,0236$, розтягу $+0,0496$); σ_i – напруження в бетоні; f – граничний опір бетону; D_0 – початковий коефіцієнт дифузії:

$$D_0 = 10^{(-12,06+2,4B/C)}, \quad (14)$$

де $B|C$ – водоцементне співвідношення.

Поєднавши рівняння 8–12 отримаємо вираз для визначення глибини деградації бетону:

$$x_i = \sqrt{2D_0 K_{\text{еф}_i} \Delta\tau}, \quad (15)$$

Глибину корозії арматури за обраний проміжок часу визначимо з (5):

$$\delta_i = v_0 \exp\left(\frac{V\sigma}{RT}\right) \Delta\tau, \quad (16)$$

Таким чином, провівши певну кількість розіграшів, отримаємо значення функції граничного стану (2) за кожний проміжок часу:

$$q_i = R(x_i, \delta_i, \Delta\tau) - S_i, \quad (17)$$

де $R(x_i, \delta_i, \Delta\tau)$ – опір елемента у заданий період часу з урахуванням деградації, S_i – навантаження.

Тоді час до настання граничного стану можна записати:

$$T = \sum \Delta\tau_{q>0}. \quad (18)$$

Алгоритм моделі

1. Ввід даних.

Силкові фактори: M_{pn} – характеристичний згинальний момент від тандему АК; M_{vn} – характеристичний згинальний момент від смугового навантаження АК; M_{hn} – характеристичний згинальний момент від Натовпу на тротуарах; M_{gn} – характеристичний згинальний момент від постійного навантаження.

Характеристика досліджуваного перерізу елемента: R_{bn} – характеристичний тимчасовий опір бетону стисканню; R_{pn} – характеристичний тимчасовий опір арматури розтягу; W – момент опору перерізу; A_p – площа робочої поздовжньої арматури.

Корозійні властивості, концентрації хлоридів, критичні концентрації: C_s – критична кон-

центрація хлоридів на поверхні арматури для початку активної корозії арматури; C_0 – початкова концентрація хлоридів на поверхні бетону; v_0 – швидкість корозії за відсутності напружень; B/C – водоцементне співвідношення.

Властивості середовища: зміна температури K і вологості H по місяцях.

Кількість випробувань N .

2. Розіграш випадкових змінних K_i ; H_i ; m_i ; $\sigma_{b,i}$; $R_{b,i}$; A_i за нормальним законом розподілу які відповідають i -му місяцю життєвого циклу.

3. Обчислення $K_{\text{еф}}$ – коефіцієнта ефективності і $D_{\text{еф}}$ – ефективного коефіцієнта дифузії, для для i -го місяця.

4. Визначення зміщення фронту хлоритизації $X_{\text{Cl},i}$

Кроки 2–4 повторюються до утворення на поверхні арматури критичної концентрації хлоридів C_s . 1 крок – один місяць експлуатації. Кількість кроків до утворення критичної концентрації є часом деградації захисного шару τ_{Cl} .

5. Формується вектор швидкості деградації арматури і відповідний йому вектор зміни моменту опору перерізу елемента $\frac{\partial \delta}{\partial t}$ і $\frac{\partial W}{\partial t}$ відповідно.

6. Розіграш випадкових змінних $R_{b,i}$; W_i ; M_{Pn} ; M_{vn} ; M_{Hn} ; M_{gn} ; за обраним законом розподілу які відповідають i -му місяцю життєвого циклу.

7. Обчислення M_{ui} – несучої здатності і M_i – згинального моменту від всіх видів навантажень, для i -го місяця. Порівняння M_{ui} і M_i .

Кроки 6-7 повторюються до вичерпання ресурсу, тобто до моменту настання критичного стану.

Кроки 2-7 повторюються N разів. Будується гістограми результатів.

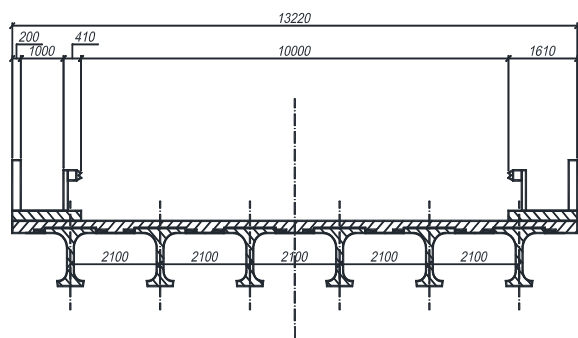


Рис. 2. Поперечний переріз мосту

Приклад

Прогонова будова довжиною 24 м у поперечному перерізі мосту розташовано 6 балок висотою 1,15 м і відстанню в осях 2,1 м. Товщина монолітного шару бетону плити проїзної частини над балками дорівнює 14 см. Габарит 10 м.

Тротуари виконано у монолітному варіанті, огорожа безпеки – металева бар’єрного типу висотою 75 см, поручнева огорожа – металева безстоякова висотою 110 см.

Збірні балки прогонової будови виконано з гідротехнічного бетону класу В40. Робоча арматура балок – попередньо напружена з дроту діаметром 5 мм зі сталі класу В-II. Балка армована пучками, кожен з яких містить 24 дроти.

Характеристичні дані зведені в табл. 1

Таблица 1

Вид зусилля	Значення зусиль, кН·м	Коеф. варіації V_x
Перша частина постійного навантаження (власна вага), кН·м	1426	0,033
Друга частина постійного навантаження (навантаження ваги проїзної частини і тротуарів автодорожніх мостів), кН·м	581	0,170
Навантаження від тандему, кН·м	978	0,170
Рівномірно-розповсюджене навантаження АК, кН·м	529	0,240
Рівномірно-розповсюджене навантаження від натовпу, кН·м	76	0,140
Нормативний опір бетону стисненню R_{bn} , МПа	20	0,111
Пружно-пластичний момент опору W , м ³	0,159	0,023

Робоча арматура являє собою 11 арматурних пучків загальною площею 51,81 см² та розміщуємо їх в поперечному перерізі балки (площа одного пучка 24 Ø5 $f = 4,71$ см²). Відстань від низу балки до центру ваги розтягнутої арматури (рис. 3).

Район будівництва Київ. $C_s = 0,2$ %; $C_0 = 0,6$ %; $N = 10000$.

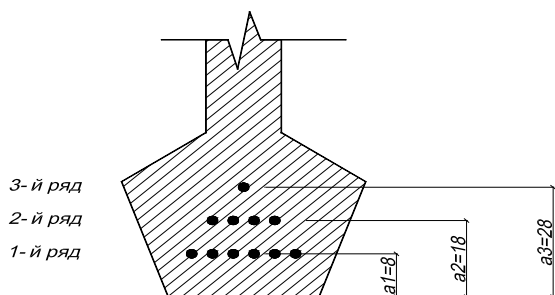


Рис. 3. Розташування арматури

Результати обчислень наведені на рис. 4, 5 і 6.

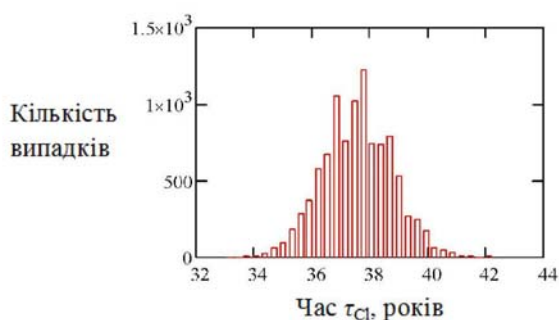


Рис. 4. Час деградації захисного шару

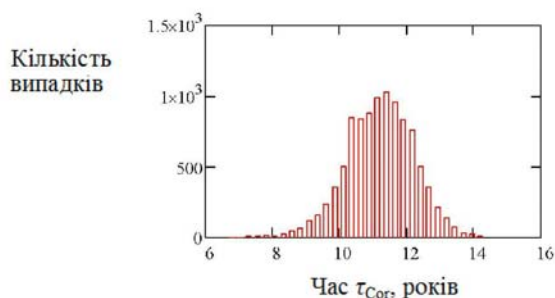


Рис. 5. Час деградації арматури

Свідченням деградації захисного шару, також, є наявність слідів іржі на поверхні бетону, дуже скоро з'являються тріщини викликані корозією. З досвіду обстежень відомо, що період експлуатації залізобетонних прогонових до відшарування захисного шару складає приблизно 30 років.

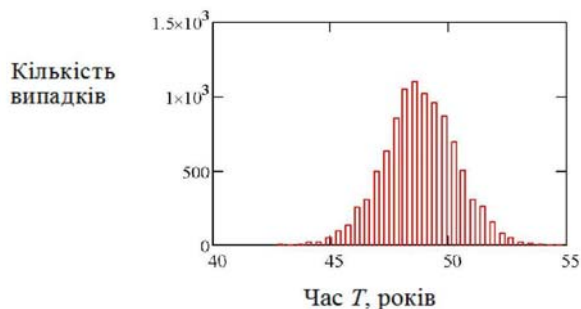


Рис. 6. Час деградації залізобетонного елемента

Необхідно зауважити, що достатня висока швидкість деградації арматури викликана малим діаметром дротів, що в свою чергу збільшує площу поверхні металу з бетоном насиченим хлоридами.

Результати обчислень

За результатом обчислень середня довговічність обраної прогонової будови складе 48 років. В свою чергу деградація захисного шару відбувається протягом 37 років, що вказує на необхідність приділяти більшу увагу довговічності захисного шару. Як видно з рис. 5 середній час корозії арматури до вичерпання ресурсу лише 11 років.

Висновки

1. Запропонована модель свідчить про можливість вирішення задач довговічності з урахуванням як стохастичної природи матеріалів, характеристик перерізів так і впливу навколишнього середовища на довготривалі процеси, що в свою чергу дає можливість оцінити правильність конструктивних рішень в певних умовах.

2. Результати обчислень за моделлю, що пропонується є першим наближенням. Вочевидь є необхідність подальшого дослідження і дискусій, які б базувалися на більш широкій експериментальній базі.

3. Метод Монте-Карло в вирішенні складних задач довговічності з урахуванням багатогранності впливів різноманітних чинників значно спрощує задачу оцінки довговічності залізобетонних елементів мостів та відкриває шлях до прогнозу ресурсу на всіх етапах життєвого циклу.

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

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бліхарський, З. Я., Моделювання корозійних руйнувань залізобетонних балок в агресивному середовищі [Текст] / З. Я. Бліхарський, М. Г. Сташук, О. М. Малик // Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж. – Донецьк, 2003.
2. Васильев, А. И Вероятностная оценка остаточного ресурса физического ресурса срока службы железобетонных мостов [Текст] / А. И. Васильев // Проблемы нормирования и исследования потребительских свойств мостов. Труды ЦНИИС. Вып. 208. – М.: ЦНИИС, 2002. – С. 101–120.

3. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]. – Введ. 2009-11-11. – К. Мін регіон буд. України, 2009. – 73 с.
4. Бекман, И. Н. Математика диффузии [Текст]: лекции. МГУ / И. Н. Бексан. – М., 2004.
5. Лантух-Лященко, А. І. О прогнозе остаточного ресурса моста [Текст] / А. І. Лантух-Лященко // Дороги і мости: зб. наук. праць, Вип. 7, Т. 2 / ДерждорНДІ. – К., 2007. – С. 3–9.
6. Марянин, М. Н. О построении кинетической модели карбонизации железобетонных конструкций транспортных сооружений [Текст] / М. Н. Марянин // Математическое моделирование и краевые задачи: тр. Третьей Всерос. науч. конференции, Ч. 1 / Самоту. – Самара, 2006.
7. Руководство по определению диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа [Текст]. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1974.
8. «New Approach to Durability Design» [Текст]. – SEB Bulletin d'Information – No. 238. – 1997.
9. Hartt, W. Critical Literature Review of High-Performance Corrosion. Reinforcements in Concrete Bridge Applications [Текст] / W. Hartt, R. Powers, V. Leroux, D. K. Lysogorski // Center for Marine Materials. – Florida Atlantic University, 2004. – 53 p.
10. Takewaka, K. Quality and Cover Thickness of Concrete based on the Estimation of Chloride Penetration in Marine Environments [Текст] / K. Takewaka, S. Mastumoto. – ACI SP 109-17, American Concrete Institute, 1988. – P. 381–400.
11. Matsumoto, T. Survival analysis on bridges for modeling bridge replacement and evaluating bridge performance [Текст] / T. Matsumoto, S. S. Beng // Proceeding Japan-Taiwan international workshop on urban regeneration. Maintenance and green material. – 2005. – P. 23–36.
12. Блихарский, З. Я. Влияние карбонизации бетона на предпосылки коррозии арматуры железобетонных конструкций автодорожного комплекса [Текст] / З. Я. Блихарский, Р. Е. Хмиль, Р. Ф. Струк // Дороги і мости: зб. наук. праць / ДерждорНДІ. – К., 2006. – Вип. 6 – С. 229–239.
13. Глагола, І. І., Методи визначення корозійної тривкості, довговічності та антикорозійний захист залізобетонних конструкцій [Текст] / І. І. Глагола // Автореф. дисерт. к.т.н. – К., 2004.
14. Лучко, Й. Й. Методи підвищення корозійної стійкості та довговічності бетонних і залізобетонних конструкцій і споруд [Текст] / Й. Й. Лучко, І. І. Глагола, Б. Л. Козаревич. – Львів: Каменяр, 1999 – 229 с.
15. Melchers, R. E. Structural Reliability Analysis and Prediction [Текст] / R. E. Melchers // Second Edition. John Wiley & Sons. – New York, 1999. – 437 p.
16. Probabilistic Model Code. – 12th draft. Joint Committee on Structural Safety [Текст]. PART I – BASIS OF DESIGN - JCSS-OSTI/DIA/VROC-10-11-2000. – ETH Zurich. – 64 p.
17. Гутман, Э. М. Механохимия металлов и защита от коррозии [Текст] / Э. М. Гутман. – М.: Металлургия, 1981. – 281 с.

Надійшла до редколегії 03.07.2012.
Прийнята до друку 16.07.2012.

Ф. В. ЯЦКО (Национальный транспортный университет, Киев)

ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА МОНТЕ-КАРЛО ДЛЯ ОЦЕНКИ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ МОСТОВ

В статье представлена общая модель деградации железобетонных элементов мостов построенная при помощи статистического метода, учитывая влияние окружающей среды и напряженно-деформированного состояние. Приведен алгоритм определения долговечности железобетонного элемента.

Ключевые слова: долговечность, стохастический процесс, метод Монте-Карло, уравнения диффузии, хлоридизация, коррозия арматуры, статистический метод

F. V. YATSKO (National of transport university, Kiev)

APPLICATION OF METHOD OF MONTE-KARLO FOR THE ESTIMATION OF LONGEVITY OF REINFORCED-CONCRETE ELEMENTS OF BRIDGES

This paper presents general model of reinforced-concrete elements deterioration by a statistical method including atmospherically and force condition. Paper includes algorithm of service life prediction of reinforced concrete elements of bridges.

Keywords: longevity, stochastic process, method of Monte Carlo, diffusion equations, chloridization, corrosion of reinforcement, statistic method

DOUBLE COMPOSITE BRIDGES – THE MAIN CONCEPT AND EXAMPLES OF ITS IMPLEMENTATION

In the paper the issue of a double-composite steel-concrete bridges have been presented. The basic assumption of idea of double-composite structures have been discussed and examples of design solutions of selected bridges with double composite action constructed in Europe in 1992-2012 have been shown and characterized.

Keywords: double-composite steel-concrete bridges, bottom concrete plate, large spans, variable thickness

Development of the steel-concrete composite bridges

Beside the classic structural solutions of the composite steel-concrete bridges, where the cooperation between concrete deck and steel beams is realized, in development of the composite bridges new trends still appear. One of them is the idea of the bridges with double composite action developed in case of multi-span continuous bridges, in which over the intermediate supports the bottom fibers of the cross section are compressed.

The main purpose of the idea of double composite action is strengthening of the steel cross-section in region of the negative bending moments by means of the concrete plate placed in bottom parts of the cross-section. The bottom concrete plate cooperates with steel girders in transmission of compressive forces, protects the bottom compressed flanges before buckling, allows to reduce the height of the steel girders, decreases the consumption of the steel and enables to increase the bridge span length.

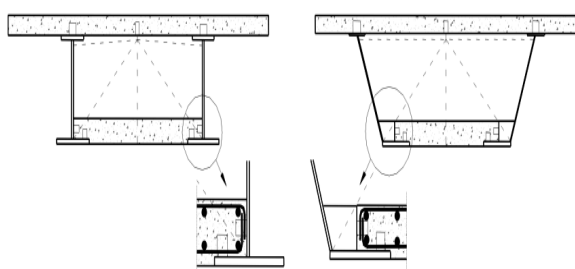


Fig. 1. Cross-sections with double composite action in region of negative bending moments

The bottom concrete plate is used mainly in bridges with large spans. The thickness of bottom plate varies along the length of the bridge due to the increase in compressive force towards the pillar. Since the bottom plate is not applied on the entire length of the span its appearance over the entire width in one section will result in rapid change of the girders stiffness and stresses accu-

mulation. Variable thickness of the bottom plate enables alleviate the stresses accumulation. However the main way of the reduction of the stresses accumulation is application of an arched hole in bottom plate in order to ensure a progressive appearance of the plate in cross-section.

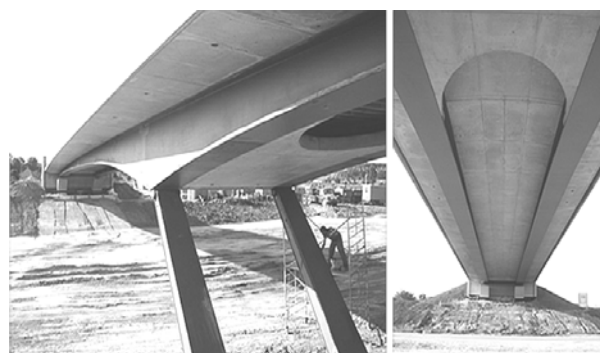


Fig. 2. The bottom concrete plate in road viaduct near Těšice, Czech Republic [1, 2]

The plate thickness is determined taking into account the load capacity of the compressed part of the cross-section in longitudinal direction of the composite girder and bending load capacity of the plate in transverse direction. Because of occurrence in region of negative bending moment the bottom plate is always compressed in longitudinal direction. In transverse direction acts the dead load of the plate and alternatively also weight of dehydration and/or other equipment devices. Moreover the bottom plate carries the horizontal loads perpendicular to the longitudinal axis of the bridge. The bridge moving loads causes the strain of the bottom plate only in longitudinal direction.

The bottom plate can achieve a significant thickness becoming a massive concrete part. In that case the plate can be concreted in two stages. Then the first layer of the bottom plate will carry the load of fresh concrete of the second layer.

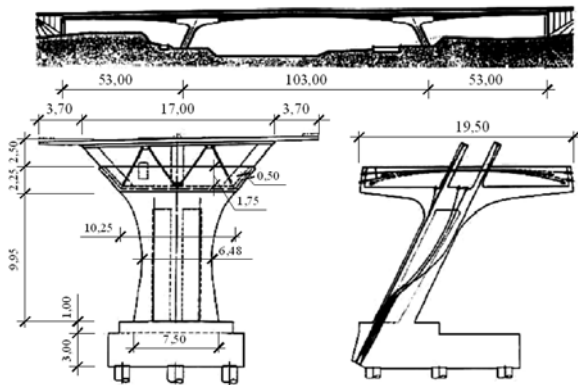
The bottom plate is constructed mostly as partially fixed in the webs of the steel beams. Particular difficulties can be related to the design of anchorage of reinforcement carrying of negative bending moments nearby the webs.

The problem of cracking of the bottom plate occurs only in the transverse direction. The calculations of the stresses and cracks should also take into account the bending moments from non-uniform deflection of the main girders.

A variations of the above solution are structures with specially formed supporting areas where the steel section is partially (compressed part of the cross-section) or entirely replaced by concrete cross-section over a distance of negative bending moments (Fig. 3).

The first realization of a double composite bridges, with main span of 80,0...180,0 m appeared in the 70's of XX century in Spain. The idea has been developed by Spanish engineer prof. Julio Martínez Calzón [3]. In the last two decades, mainly in Europe, new projects were implemented in Czech Republic, Germany and Spain: highway bridge over the Odra River in Ostrava, highway bridge over the Ostravice River in Ostrava, bridge over the Elbe River in Torgau, highway bridge over the Inn River in Neuötting, bridges over the river Nalón in Langreo and Soto del Barco, bridge over Sella River in Cangas de Onis. The characteristics of selected objects are presented in a following part of the paper.

a)



b)

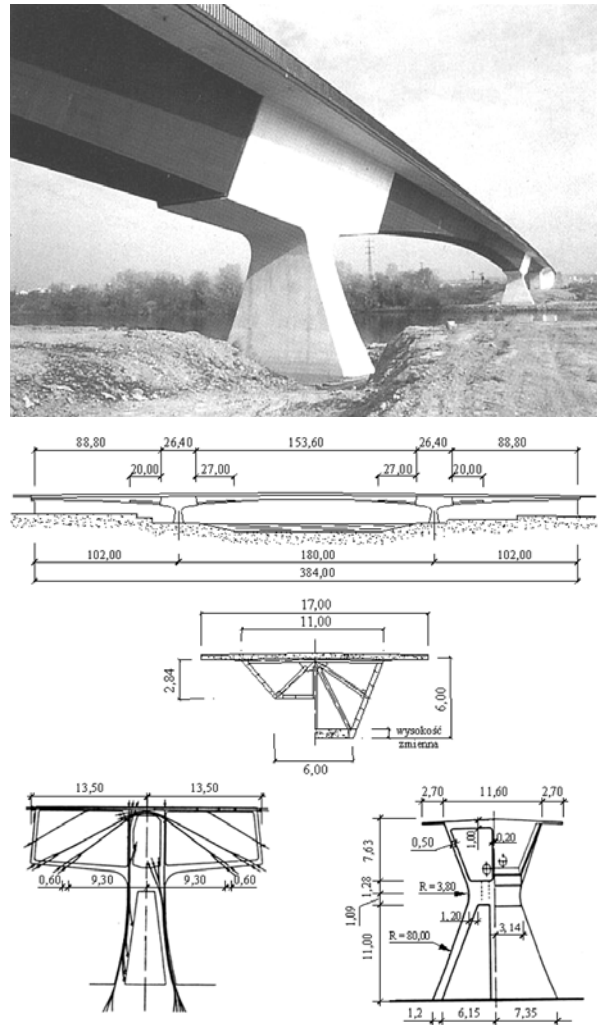


Fig. 3. Examples of variations of double composite bridges:

- a) – bridge over Turia River, Valencia;
- b) – Milenario Bridge over Ebro River, Tortosa [2, 3]

Double composite bridges – examples

1. Highway bridge over the Odra River in Ostrava, Czech Republic

The bridge is located within the highway D-1 "Via Moravice" near the Polish-Czech border crossing Chałupki-Stary Bohumín. The construction was completed in 2007. The bridge is five span continuous beam with spans: $40,0+50,5+84,5+50,5+40,0=265,5$ m.

The cross-section consists of two steel plate-girders made of Cor-Ten weathering steel combined with a reinforced concrete deck. Over the intermediate supports the steel beams are strengthened by bottom concrete plate. The edges of the bottom plate have a parabolic shape in order to ensure its progressive growth in cross-section.

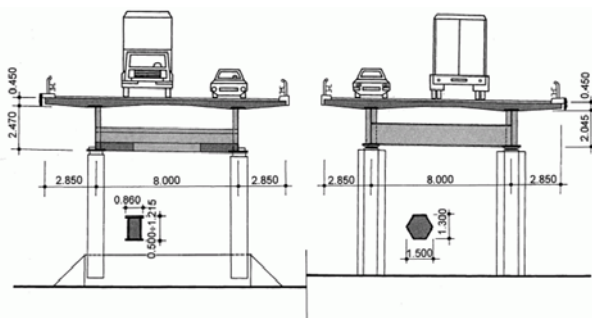


Fig. 4. Double composite bridge over Odra River in Ostrava, Czech Republic – bottom view and cross-sections of the bridge [4]

The main girders are hinged connected with intermediate supports constructed as a V-shaped CFST elements (Concrete Filled Steel Tube). The supports cross-section has a variable height of 0,5...1,215 m and constant width 0,86 m. In order to increase the efficiency of cooperation of the steel section and filling concrete inside the steel box section a shear connectors and steel ribs with semicircular cutouts has been used (Fig. 5).



Fig. 5. The V-shaped bridge supports – general view and interior view of the supports [4, 5]

The bottom part of the supports is welded to steel crossbeam anchored to the base plate by means of Macalloy high-strength anchor rods.

The bridge was built using the incremental launching method and temporary supports. The bottom plate over the intermediate supports was concreted after launching the steel structure and

before concreting of the deck. The bottom plate was connected with main girders by means of shear stud connectors. The bridge deck was built in two stages: stage 1 – concreting of the span sections, stage 2 – concreting of the support sections. The construction details and bridge construction stages are presented in Fig. 6.

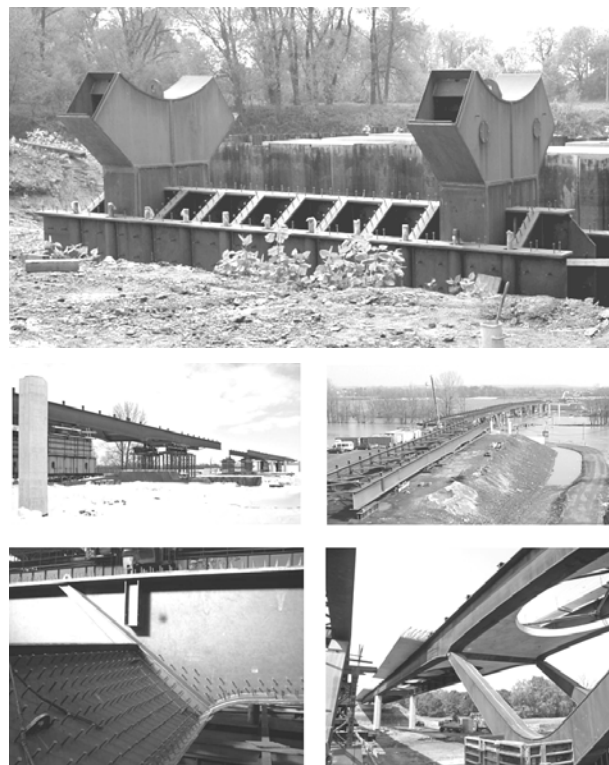


Fig. 6. Construction details and bridge construction stages [4, 5]

2. Highway bridge over the Ostravice River in Ostrava, Czech Republic



Fig. 7. The highway bridge over the Ostravice River in Ostrava, Czech Republic

The bridge is located within the highway D-1 «Via Moravice» in Ostrava over the Ostravice River. The construction was completed in 2005.

The bridge is four span continuous beam with spans: 54,0+70,0+100,3+66,7=291,0 m. The main girder is a single cell composite box girder with variable height 2,70...5,00 m, longitudinally prestressed and strengthened over intermediate supports by means of bottom concrete plate. The bottom plate was connected with steel box by means of shear stud connectors.

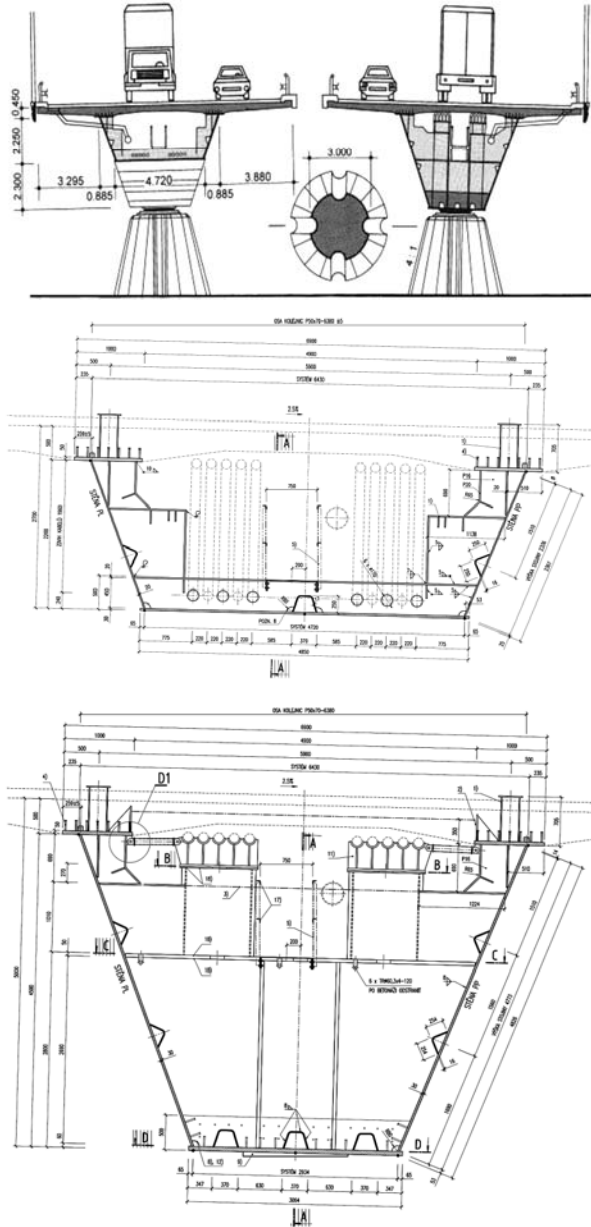


Fig. 8. The bridge cross-sections at midspan and over the support [4, 5]

The box girder is made of Cor-Ten weathering steel. The thickness of metal sheet are: bottom flange 30...60 mm, webs 20...30 mm, top flange 30...50 mm (width 1,0 m). The webs and bottom flange are strengthened by longitudinal trapezoidal and triangular closed ribs and the transverse ribs in distance 4,0 m.

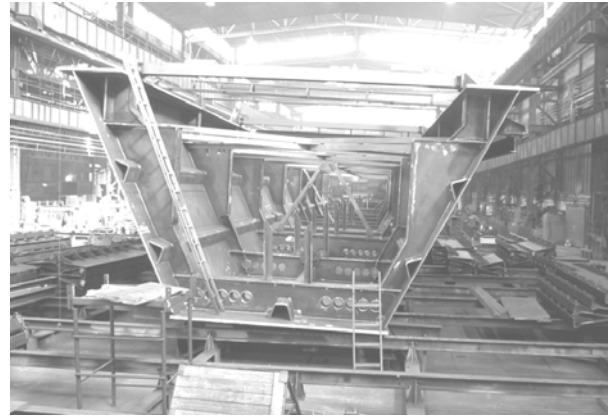


Fig. 9. The steel girders during assembly stage [4, 5]

The bridge was built using the temporary supports and mobile cranes. Side spans were built from the ground level, main span was erected using the crane moving through the previously assembled part of the bridge. The bridge deck was concreted using a moveable formworks moving through a previously assembled steel girders.



Fig. 10. The bridge construction stages [4, 5]

The longitudinal prestressing of the bridge was realized using unbounded tendons connected with girders by means of transverse stiffening ribs with circular holes (Figs. 8 and 11).

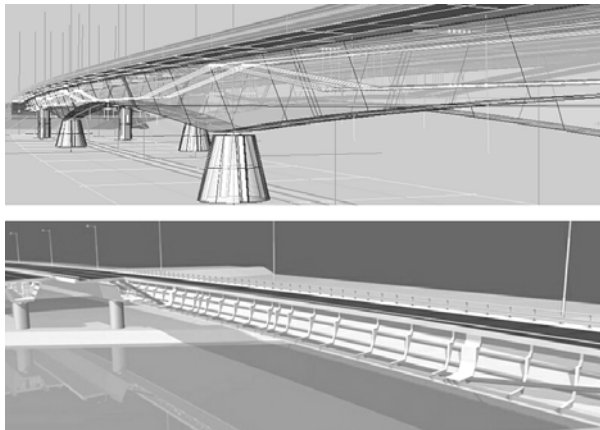


Fig. 11. Longitudinal prestressing of composite girder [4, 5]

3. Bridge over the Elbe River in Torgau and bridge over the Inn River in Neuötting, Germany

The next two examples are bridges in Germany. The bridge in Torgau was opened in 1993, a construction of the bridge in Neuötting was completed in 2000.

The bridge in Torgau is a thirteen span bridge with spans length: 16,0+18,0+20,0+22,0+16,0+22,0+53,0+106,0+65,0+3×45,0+36,0=509,0 m. The bridge is constructed with six concrete spans and seven composite spans with single cell composite box girder. Over the pier situated on the right bank of the river main girder is a double composite box girder with bottom concrete plate. The main girder has variable height of 2,30...5,60 m (Fig. 12).



Fig. 12. Bridge over the Elbe River in Torgau – general view and cross-sections of main span [6, 7, 8]

The bridge in Neuötting over the Inn River is a five span continuous beam with spans: 95,0+154,0+95,0+68,0+58,0=470,0 m.

The main span over the piers is a double composite box girder with bottom concrete plate connected with steel by means of shear stud connectors (Figs. 13 and 14).

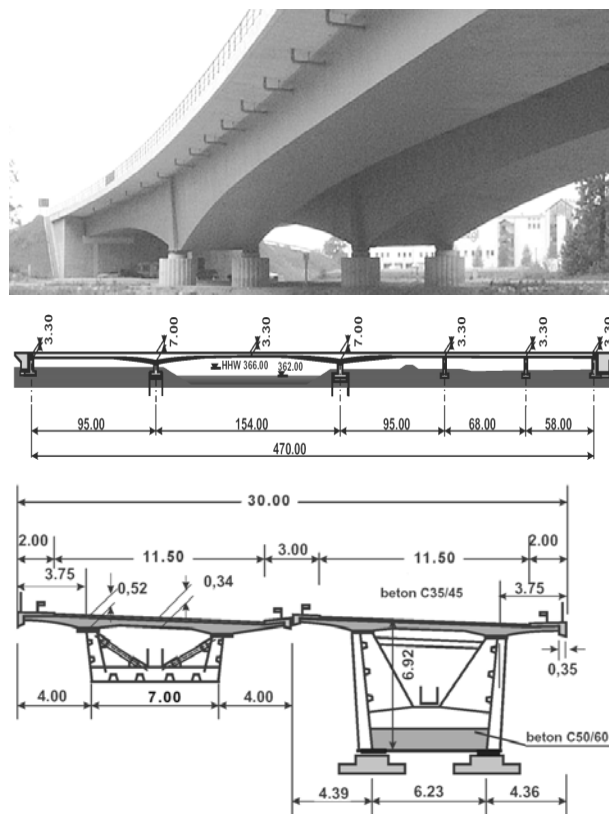


Fig. 13. Bridge over the Inn River in Neuötting – general view, longitudinal section and cross-sections of main span [8]



Fig. 14. The bottom concrete plate connected with steel by means of shear stud connectors [8]

4. Bridge over the Nalón River in Langreo, Spain

The bridge over the Nalón River in Langreo is a three span, double composite, single cell box girder bridge with spans length: 27,5+110,0+27,5=165,0 m. The bridge is located within the road AS-17. The construction of the bridge was completed in 2007.

The bridge is an example of the third variation of idea of double composite bridges with region of negative bending moments made of concrete.

of the second variation of idea of double composite bridges with region of negative bending moments partially made of concrete placed in compressed part of the cross-section.

The main girder is a composite single cell box girder with double composite action in the region of negative bending moments. The bridge is constructed as a three span, continuous beam with spans length: 17,55+80,00+17,55=115,10 m.

The side spans and compressed part of the cross-section in the region of negative bending moments are made as a suitably shaped concrete cross-section (Fig. 19).



Fig. 19. Bridge over the Sella River in Cangas de Onis, Spain – general view and construction stage [10]

Conclusions

The main aim of the idea of double composite bridges is strengthening of the compressed part of the steel cross-section in the region of negative bending moments by means of concrete plate. Implementation of the bottom concrete plate cooperating with compressed fibers of steel cross-section protects the steel girders from buckling and allows to reduce the steel consumption.

A variation of the main idea are specially shaped structures with supporting areas in which the steel section is partially or completely replaced by concrete section.

By full use of the properties of structural materials (compressed concrete, stretched steel) the project becomes more economical.

In the opinion of prof. J. M. Calzón bridges with double composite action eliminate all disadvantages of traditional multi-span, continuous plate girder and box girder composite bridges.

The idea of double composite action can be effectively used in bridges with small, medium and large spans.

In the paper several examples of implementation of the idea of double composite bridges has been presented.

REFERENCES

1. Kowalczyk, R. Bridges in Spain / R. Kowalczyk – Union of Bridge Builders of the Republic of Poland (ZMRP), ZMRP Bookcase, Issue No. 3, Cracow 1999 (in Polish).
2. Flaga, K. Double composite bridges / K. Flaga, M. Pańtak // *Inżynieria i Budownictwo* (Engineering and Construction). – 2006. – No. 7-8. – P. 402–407 (in Polish).
3. Mc2 Estudio de Ingeniería, S.L. / Projects / Bridges: <http://www.mc2.es> (June 2012).
4. Strasky, Husty and Partners Ltd. (SHP) / Project / Bridges: <http://www.shp.eu> (April 2011).
5. OKF s.r.o. Ocelové Konstrukce Fasády / References / Bridges / 2004-2005: <http://www.okf.cz> (June 2012).
6. Grabein, K. Die neue Elbebrücke in Torgau / K. Grabein, G. J. Pust, H. Roesler, R. Saul – *Bauingenieur* – 1995. – No. 70. – P. 277–286.
7. Reiner, S. Bridges with Double Composite Action / S. Reiner – SEI (Structural Engineering International) – February 1996. – vol. 6, no. 1. – P. 32–36.
8. Hanswille, G. Steel and composite bridges in Germany. State of the Art / G. Hanswille, G. Sedlacek – Norsk Stålforbund (Norwegian Steel Association): <http://www.stalforbund.com> (April 2011).
9. Millanes-Mato, F. M. El viaducto sobre el Río Nalón, un puente mixto de carretera con un vano principal de 110 m de luz / F. M. Millanes-Mato, M. Ortega-Cornejo, J. P. Santos // *ACHE* (Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural) *Hormigón y Acero*. – Octubre-Diciembre, 2009 – vol. 60, no. 254. – P. 29–42: <http://e-ache.com>.
10. IDEAM S.A. Civil Engineering Consultancy Company / Projects / Bridges / Road Composite Bidges: <http://www.ideam.es> (April 2011).

Received by editors' board: July 20, 2012.

Approved for publication: July 31, 2012.

М. ПАНТАК (Краківський технологічний університет, Польща)

ПОДВІЙНІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ МОСТИ – ОСНОВНІ ОСОБЛИВОСТІ ТА ПРИКЛАДИ ЇХ ЗАСТОСУВАННЯ

У статті відображена проблема формування подвійних комбінованих сталезалізобетонних мостових споруд. представлені основні особливості подвійного суміщення мостів, які реалізовані у Європі з 1992 по 2012 рік.

Ключові слова: подвійний комбінований сталезалізобетонний міст, нижня бетонна частина, великі прогони, змінний переріз

М. ПАНТАК (Краковський технологический университет, Польша)

ДВОЙНЫЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ – ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ И ПРИМЕРЫ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ

В статье показана проблема формирования двойных комбинированных сталезелезобетонных мостовых сооружений. Представлены также основные особенности двойного совмещения мостов, реализованные в Европе в 1992-2012 годах.

Ключевые слова: двойной составной сталезелезобетонный мост, нижняя бетонная часть, большие пролеты, переменное сечение

THERMAL STRESSES IN COMPOSITE STEEL-CONCRETE BRIDGES DURING CONSTRUCTION STAGE

In the paper the analysis of stresses in concrete deck of steel-concrete composite bridges due to cumulative impacts of cement heat of hydration and ambient temperature have been presented. Examples of analyses of thermal conditions and thermal stresses in construction stage of composite road bridge have been shown.

Keyword: steel-concrete composite bridges, thermal conditions, thermal stresses

Genesis of the problem

One of the most characteristic features of the steel-concrete composite bridges is a two-stage process of their erection. In the first phase (Phase I) acting loads are transferred by steel girders appropriately to the static scheme compatible with the construction method. After the erection of the bridge deck (Phase II) loads are transferred by steel-concrete composite cross section.

The period between phases I and II is a period of curing of concrete slab. In this period a series of chemical and physical processes start and run, among which the process of emission of cement heat of hydration is very important. Due to the emission of cement heat of hydration in erected composite cross-sections an additional thermal load occurs. During simultaneous impact of the cement heat of hydration and the ambient temperature in erected composite cross-sections arises the temperature difference caused by large differences in thermal inertia of steel and concrete. The temperature differences induce an additional stresses in concrete slab and steel beams.

The complexity of the stresses analysis in described stage consist in the necessity of taking into account the changes in mechanical properties and strength of the curing concrete (e.g. modulus of elasticity, compressive and tensile strength). The strength characteristics of the composite cross-section (equivalent cross-section) depend on the time. The cross-sectional area, the moment of inertia and the position of the center of gravity of the cross-section depends on changing in time modulus of elasticity of the curing concrete.

For the purpose of further analysis it is necessary to determine the amount of the heat of hydration which can emit cement used in the concrete and the ambient temperature at which the composite section is erected. These issues will be presented on the examples of two composite road bridges within the A4 motorway over Ship Canal Gliwice in Southern Poland.

The case study

In two composite bridges D(Mo)10, D(Mo)11 at the A4 motorway, within a short time after the concreting, significant cracks in concrete deck has occurred. The cracks were parallel, perpendicular and diagonal to the objects axis. The crack width was up to 1 mm and the depth of most of $\frac{1}{4}$ to $\frac{1}{2}$ of the deck thickness. Some of the cracks passed throughout the deck. The number of the cracks was up to 358 in the area of 100 m² in the object D(Mo)010, and 120 in the area of 100 m² in the object D(Mo)011.

The deck in the object D(Mo)010, with design thickness $d = 220$ mm (230 mm the real thickness), was concreted on 09/03/2002 at the ambient temperatures: at 7⁰⁰ a.m. – 13 °C, at 1⁰⁰ p.m. – 27 °C, at 9⁰⁰ p.m. – 20 °C. The deck of the object D(Mo)011 was concreted on 16/09/2002 at the much lower ambient temperatures: at 7⁰⁰ a.m. – 2 °C, at 1⁰⁰ p.m. – 14 °C, at 9⁰⁰ p.m. – 12 °C.

The temperatures were confirmed by the Institute of Meteorology and Water Management (IMGW) branch in Katowice. In the nearby meteorological station Zakrzów and Katowice, they were: 03/09/2002 $T_{\max} = 26,2$ °C, $T_{\min} = 9,7$ °C, $T_{\text{mean}} = 17,4$ °C, 16/09/2002 $T_{\max} = 15,2$ °C, $T_{\min} = 8,7$ °C, $T_{\text{mean}} = 10,8$ °C.

The night temperature drops after the decks concreting amounted respectively for:

- D(Mo)010 $\Delta T_{\text{out}} = T_{\max} - T_{\min} = 16,5$ °C,
- D(Mo)011 $\Delta T_{\text{out}} = 6,5$ °C.

The number of the cracks formed at the observed temperature drops indicated the thermal reason of the cracks.

The deck plate with the thickness of $d = 0,23$ m is characterized by a massive factor m equal

$$m = \frac{F}{V} = \frac{2}{d} = \frac{2}{0,23} = 8,7 \quad (1)$$

where F – the outer surface of the element by which the heat transfer with the environment takes place [m^2], V – volume of the element, [m^3], d – thickness of the plate.

With the $m = 8,7 \text{ m}^{-1}$ the deck belongs to the medium-thick (medium-massive) concrete elements ($2 \leq m \leq 15$) in which, for the concrete class C25/30 and higher, the self-heating due to the cement heat of hydration can reach $\Delta t_{self} = 3...35 \text{ }^\circ\text{C}$ [1], depending on external conditions, the type of the cement and the water-cement ratio in the concrete. This value of the self-heating arises during the so-called thermal shock, i.e. in the first 50...80 hours (2–3 days) of curing of concrete.

In concrete mixture in both structures the cement Warta CEM I NA MSR 42,5 has been used. This cement has a relatively high heat of hydration. In isothermal conditions after 72 hours the cement Warta releases heat of hydration of $Q_{72} = 246 \text{ kJ/kg}$ (58,7 kcal/kg) [1]. In the first 24 hours of curing of concrete the cement Warta releases $Q_{24} = 166 \text{ kJ/kg}$ (39,6 kcal/kg).

In case of bridge D(Mo)010 constructed at $T_{mean} = 17,4 \text{ }^\circ\text{C}$ the rate of emission of the heat of hydration was lower than at $20 \text{ }^\circ\text{C}$ in the calorimeter.

Assuming that the heat Q_{24} self-heating the bridge slab in the first 24 hours of curing of concrete, according to E. Rastrup function the self-heating of the slab would amount:

$$\kappa_1(17,4) = 2^{\frac{17,4-20}{10}} \cdot \kappa(20) = 0,84 \quad (2)$$

$$\Delta t_{adiab} = \kappa_1 \frac{C \cdot Q_{24}}{c_c \cdot \gamma_c} = 0,84 \cdot \frac{365 \cdot 39,6}{0,23 \cdot 2300} \approx 23,0, \quad (3)$$

where: C – cement content in concrete [kg/m^3], Q_{24} – amount of the heat of hydration emitted in the calorimeter after 24 hours [kcal/kg], c_c – specific heat of concrete [$\text{kcal}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$], γ_c – density of concrete [kg/m^3]

Because of the simultaneous heat dissipation by the external surfaces the temperature of the self-heating of the deck Δt_{sh} will be lower:

$$\Delta t_{sh} = \gamma \cdot \Delta t_{adiab} = 0,5 \cdot 23,0 = 11,5, \quad (4)$$

where: $\gamma = 0,5$ is accepted on the basis of experiences for massive factor $m = 8,7 \text{ m}^{-1}$ [1].

In case of the initial temperature of the concrete mix adopted approximately for the bridge D(Mo)010 as equal $T_{mean} = 17,4 \text{ }^\circ\text{C}$ (average am-

bient temperature) the temperature of the concrete slab, after 24 hours of curing, will be:

$$t_c^{mean} = T_{mean} + \Delta t_{sh} = 17,4 + 11,5 \approx 29,0 \quad (5)$$

At night the ambient temperature in the case of the D(Mo)010 bridge declined to $T_{min} = 9,7 \text{ }^\circ\text{C}$. Steel beams quickly cooled down to ambient temperature. Therefore in the composite section could arise the temperature difference equal:

$$\Delta t = t_c^{mean} - T_{min} = 29,0 - 9,7 = 19,3. \quad (6)$$

Using the same procedure for estimation of the heat of hydration and the self-heating of concrete after 72 hour the temperature difference will achieve:

$$\Delta t_{adiab} = \kappa_1 \frac{C \cdot Q_{72}}{c_c \cdot \gamma_c} = 0,84 \cdot \frac{365 \cdot 58,7}{0,23 \cdot 2300} \approx 34,0; \quad (7)$$

$$\Delta t_{sh} = 0,5 \cdot 34,0 = 17,0; \quad (8)$$

$$t_c^{mean} = 17,4 + 17,0 \approx 34,4; \quad (9)$$

$$\Delta t = 34,4 - 9,7 = 24,7. \quad (10)$$

According to the above estimates in the D(Mo)010 bridge during the night temperature drop the temperature differences between the concrete slab and steel girders $\Delta t = 20...25 \text{ }^\circ\text{C}$ could occur.

In case of the D(Mo)011 bridge obtained results are as follows:

– after 24 hours of curing of concrete:

$$\kappa_1(10,8) = 2^{\frac{10,8-20}{10}} \cdot \kappa(20) = 0,53 \quad (11)$$

$$\Delta t_{adiab} = \frac{0,53}{0,84} \cdot 23,0 \approx 14,5 \quad (12)$$

$$\Delta t_{sh} = 0,5 \cdot 14,5 = 7,2 \quad (13)$$

$$t_c^{mean} = 10,8 + 7,2 \approx 18,0 \quad (14)$$

$$\Delta t = 18,0 - 8,7 = 9,3 \quad (15)$$

– after 72 hours of curing of concrete:

$$\Delta t_{adiab} = \frac{0,53}{0,84} \cdot 34,4 \approx 21,7; \quad (16)$$

$$\Delta t_{sh} = 0,5 \cdot 21,7 = 10,8; \quad (17)$$

$$t_c^{mean} = 10,8 + 10,8 \approx 21,6; \quad (18)$$

$$\Delta t = 21,6 - 8,7 = 12,9. \quad (19)$$

In the bridge D(Mo)011 the temperature difference between concrete slab and steel girder could achieve $\Delta t = 9,0...13,0 \text{ }^\circ\text{C}$.

Additionally, the cement used in both bridges have a much better characteristics than it appear from the information provided by the manufactur-

er. Therefore in both bridges a greater heat of hydration and self-heating of concrete has occurred. Concrete strengths after 7 and 28 days reached the values:

- D(Mo)010
 $f_{cd7} = 43,7 \text{ MPa}$, $f_{cd28} = 59,8 \text{ MPa}$;
- D(Mo)011
 $f_{cd7} = 42,3 \text{ MPa}$, $f_{cd28} = 55,8 \text{ MPa}$.

Concrete class required in both bridges (C25/30) was achieved already after 7 days. After 28 days concrete class was much higher than required and reached C35/45. Undoubtedly it was an additional factor which increased the destructive thermal cracks of the decks in both bridges because of the large amount and higher rate of emission of heat of hydration.

Analysis of the bridge D(Mo)010

The detailed calculations for the D(Mo)010 bridge were carried out. The geometry of the bridge, its cross-sections and static schema during construction stage are shown in Fig. 1 (dimensions in [cm]).

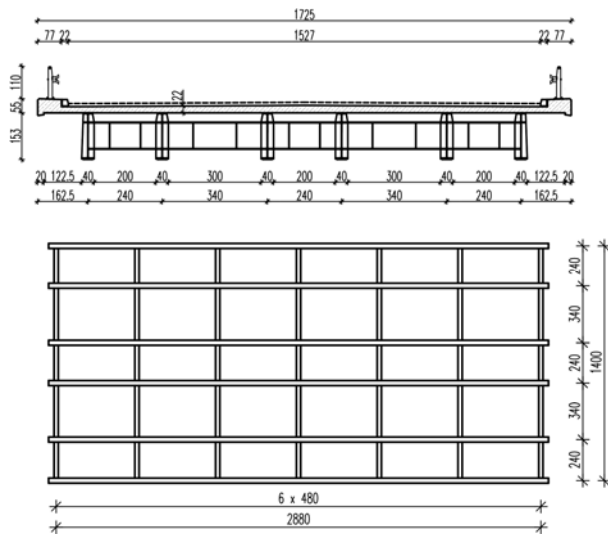


Fig. 1. Cross section and plan view of the D(Mo)010 bridge

The supports no. 2, 3, 4, 5 were temporary supports on which the precambering was realized.

As a result of the temperature difference between slab and steel girders in the structure a thermal bending moment M_T has occurred. Under the action of the M_T the structure had a tendency to lifting up and breaking away from the temporary supports.

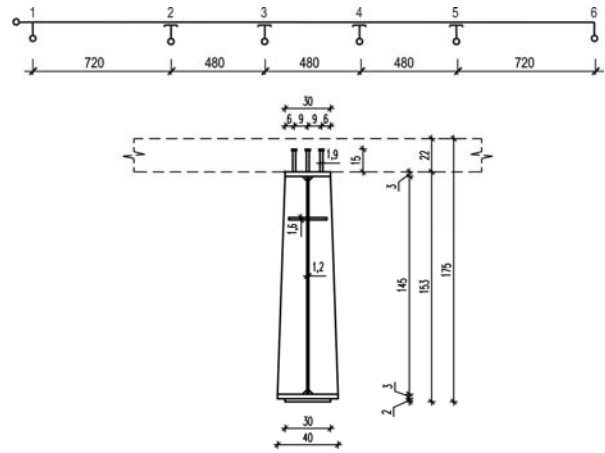


Fig. 2. Static schema during construction stage and beam cross-section of the D(Mo)010 bridge

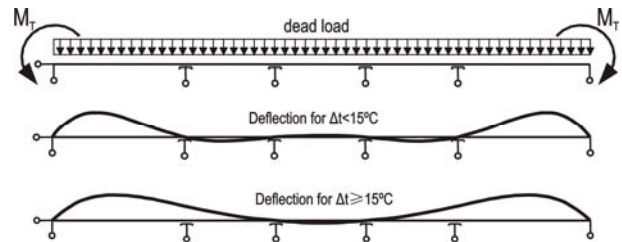


Fig. 3. The D(Mo)010 beams deflections due to the thermal bending moments for $\Delta t < 15 \text{ }^\circ\text{C}$ and $\Delta t \geq 15 \text{ }^\circ\text{C}$

The calculations of internal forces and stresses during construction stage was carried out for $\Delta t = 10, 15$ and $20 \text{ }^\circ\text{C}$ taking into account a time of concrete maturation $\tau_T = 1, 2, \dots, 5$ days. Where τ_T the temperature is adjusted concrete age taking into account influence of elevated temperature of curing of concrete on faster maturation of concrete:

$$\tau_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta\tau_{ni})]-13,65)} \cdot \Delta\tau_{ni}, \quad (20)$$

where: $\Delta\tau_{ni}$ – is the number of days where a temperature T prevails, $T(\Delta\tau_{ni})$ – is the temperature in $^\circ\text{C}$ during the time period $\Delta\tau_{ni}$ [2].

For example, for the first three days of maturation of concrete, in which the temperature of the concrete (mean value) were as shown in Fig. 4, the equivalent time is

$$\begin{aligned} \tau_T &= e^{-(4000/[273+23,2]-13,65)} \cdot 1 + \\ &+ e^{-(4000/[273+30,4]-13,65)} \cdot 1 + \\ &+ e^{-(4000/[273+33,1]-13,65)} \cdot 1 = \\ &= 1,2 + 1,6 + 1,8 = 4,6 \end{aligned} \quad (21)$$

Table 1

The secant modulus of elasticity of concrete $E_{cm}(\tau_T)$ and the mean value of axial tensile strength of concrete $f_{ctm}(\tau_T)$ in each days of maturation

Age of concrete τ_T [days]	$E_{cm}(\tau_T)$ [GPa]	$f_{ctm}(\tau_T)$ [MPa]
1	27,681	1,094
2	29,143	1,612
3	30,052	1,914
4	30,688	2,121
5	31,166	2,274

Table 2

Exemplary results of stresses in top fibers of the concrete slab for $\tau_T = 2$ days and $\Delta t = 10, 15, 20$ °C

Δt [°C]	$\sigma_{ct}^{top}(\tau_T)$ [MPa]
10	1,42
15	2,34
20	2,95

Then the value of ratio of the $\sigma_{ct}^{top}(\tau_T)$ and $f_{ctm}(\tau_T)$ showing the elastic effort of top fibers of the cross-section was calculated $K(\tau_T)$ (Fig. 5 – solid line):

$$K(\tau_T) = \frac{\sigma_{ct}^{top}(\tau_T)}{f_{ctm}(\tau_T)}. \quad (26)$$

The critical range of the stresses is for $K(\tau_T) \geq 1,0$. In Fig. 5 can be seen that for $\Delta t = 10$ °C concrete slab during the thermal shock ($\tau_T = 2...3$ days) is not exposed to cracking. For $\Delta t = 15$ °C dangerous period is $\tau_T = 1...7$ days. The top of the concrete slab can crack. For $\Delta t \geq 20$ °C the slab can crack during the 28 days of maturation period.

In first step calculations were performed assuming an elastic work of the concrete until the scratch (index $K(\tau_T)$). The value of index $K(\tau_T)$ will be lower due to the elastic-plastic nature of concrete work.

$$K'(\tau_T) = \frac{K(\tau_T)}{\lambda} = \frac{K(\tau_T)}{1.7} = 0,588 K(\tau_T), \quad (27)$$

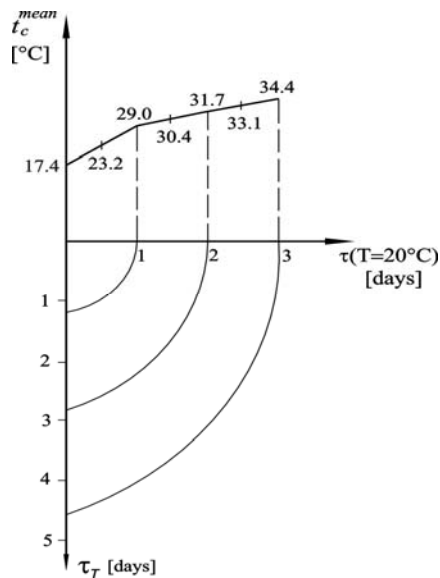


Fig. 4. The temperature of the concrete maturation t_c^{mean} and the temperature adjusted concrete age τ_T

Stress and deformation characteristics for concrete were determined in accordance with EC2 [2] formulas (Tab. 1):

$$E_{cm}(\tau_T) = \left[\frac{f_{cm}(\tau_T)}{f_{cm}} \right]^{0,3} \cdot E_{cm}; \quad (22)$$

$$f_{cm}(\tau_T) = \beta_{cc}(\tau_T) \cdot f_{cm}; \quad (23)$$

$$f_{ctm}(\tau_T) = [\beta_{cc}(\tau_T)]^\alpha \cdot f_{ctm}; \quad (24)$$

$$\beta_{cc}(\tau_T) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{\tau_T} \right)^{1/2} \right] \right\}, \quad (25)$$

where: E_{cm} – is the secant modulus of elasticity of concrete, f_{cm} – is the mean compressive strength at 28 days, f_{ctm} – is the mean value of axial tensile strength of concrete at 28 days, $\beta_{cc}(\tau_T)$ – is a coefficient which depends on the age of the concrete τ_T , τ_T – age of the concrete in days, $\alpha = 1,0$ for $\tau_T < 28$, s – is a coefficient which depends on the type of cement: $s = 0,20$ for rapid hardening high strength cements (R) (CEM 42,5R, CEM 52,5), $s = 0,25$ for normal and rapid hardening cements (N) (CEM 32,5R, CEM 42,5), $s = 0,38$ for slow hardening cements (S) (CEM 32,5) [2].

After determining the internal forces caused by cumulative action of thermal bending moment and dead loads (using the nonlinear static analysis) the stresses in the phase I_a in top fibers of concrete slab, in critical support sections no. 2, 3, 4, 5 have been calculated (Tab. 2).

where: λ – is the coefficient corresponding to the border deformation of the concrete equal $\varepsilon_{cr1} = 1,0 \cdot 10^{-4}$.

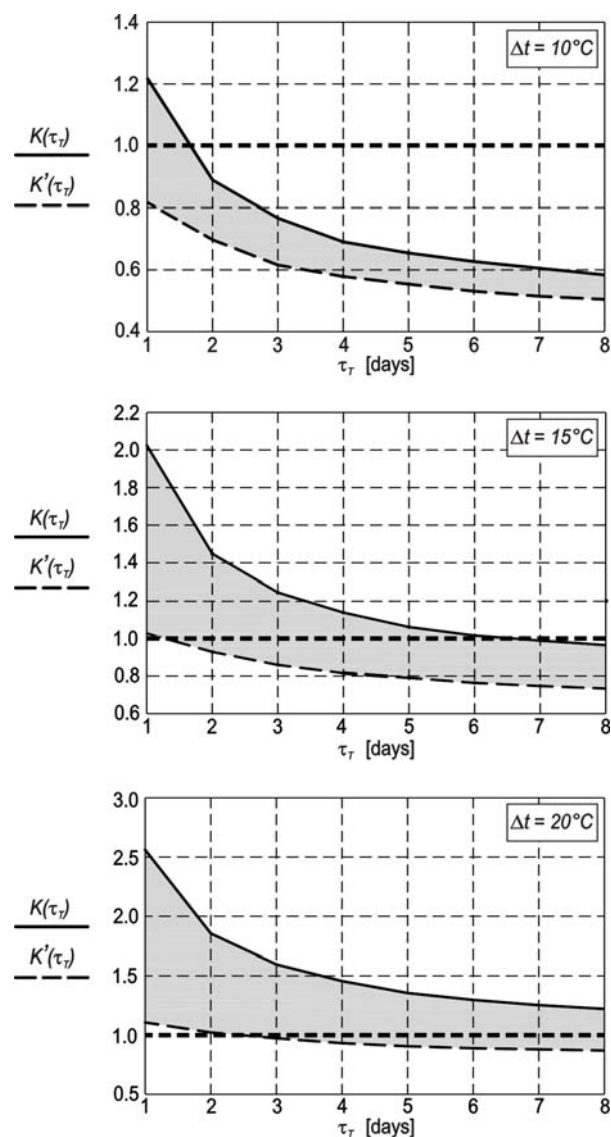


Fig. 5. Values of indexes of elastic $K(\tau_T)$ and elastic-plastic $K'(\tau_T)$ effort of the top fibers in the deck slab for $\Delta t = 10, 15, 20$ °C

In the early stage of concrete maturity ε_{cr1} can be reduced up to $0,4 \cdot 10^{-4}$ and during thermal shock is equal $\varepsilon_{cr1} = (0,7 \dots 0,9) \cdot 10^{-4}$ [3, 4]. It means that in period of concrete maturity considered in this article (2–3 days) value $\lambda = 1,7$ should be considered as a top border of reduction coefficient.

In Fig. 5 the dashed lines indicates the elastic-plastic index of slab effort $K'(\tau_T)$ and the region above 1,0 is a critical period of work of the concrete slab.

Values of $K'(\tau_T)$ presented in Fig. 5 indicates that during the temperature difference $\Delta t = 10$ °C concrete slab is not exposed to thermal cracking, at $\Delta t = 15$ °C can be damaged by cracking in the most strained regions for $\tau_T < 1,5$ days, and for $\Delta t = 20$ °C the critical period of the construction work relates to $\tau_T < 2,5$ days and covers the period of the thermal shock. This means that in case of the $\Delta t \geq 15$ °C in the first 2–3 days of curing of concrete the thermal cracks can occur due to the temperature differences caused by the cumulative impacts of daily temperature variations and self-heating of concrete by the heat of hydration of cement.

In the analyses the impact of creep and shrinkage in early age concrete and susceptibility of the shear connectors have not been taken into account.

Conclusions

In the paper the possibility of cracking of the upper surface of the deck in composite steel-concrete bridges due to temperature differences between concrete slab and steel girders, resulting from daily temperature variations and self-heating of concrete by the heat of hydration in the first days after concreting, has been proved and described.

In characterized composite bridge the temperature difference (mean value) between the concrete slab and steel girders of $\Delta t \geq 15$ °C was sufficient reason for cracking of the deck slab at critical cross sections over the supports and temperature difference $\Delta t \geq 20$ °C was a reason of slab cracking on the entire length of the deck, also in span.

REFERENCES

1. Flaga, K. Guidelines for concreting technology of the superstructure of the road viaduct over the Street. Sucharski in Gdansk – report (typescript) [Text] / K. Flaga P. Witakowski, T. Rudka – Institute of Building Materials and Structures, Cracow University of Technology/ – Cracow, 2001.
2. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings [Text] – CEN European Committee for Standardization, 2004.
3. Byfors, J. Plain concrete at early eages [Text] / J. Byfors. – Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Institute of Technology. – Stockholm, 1980.
4. Мурашев, В. И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона [Текст] / В. И. Мурашев – М.: Стройиздат, 1950. – 268 с.

Received by editors' board: July 03, 2012.

Approved for publication: July 23, 2012.

К. ФЛАГА, М. ПАНТАК (Краківський технологічний університет, Польща)

ТЕРМІЧНІ НАПРУГИ У СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТАХ У СТАДІЇ БУДІВНИЦТВА

В доповіді обговорюється вплив дії тепла гідратації цементу і температури навколишнього середовища на напруження бетонної плити проїзної частини в сталебетонних мостах. Представлено приклади аналізу термічних умов, а також аналізу напруження перерізу викликане термічним впливом в стадії будівництва моста.

Ключові слова: сталебетонний міст, термічні умови, термічне напруження

К. ФЛАГА, М. ПАНТАК (Краковский технологический университет, Польша)

ТЕРМИЧЕСКИЕ НАПРЯЖЕНИЯ В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТАХ В СТАДИИ СТРОИТЕЛЬСТВА

В докладе обсуждается влияние воздействия тепла гидратации цемента и температуры окружающей среды на натяжение бетонной плиты проезжей части в сталебетонных мостах. Представлено примеры анализа термических условий, а также анализа натяжения сечения вызванного термическим влиянием в стадии строительства моста.

Ключевые слова: сталежелезобетонные мосты, термические условия, термическое натяжение

Наукове видання

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

**Збірник наукових праць
Дніпропетровського
національного університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна**

Випуск 3

(українською, російською та англійською мовами)

*Свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації
КВ № 17811-6661Р від 27.04.2011 р. видане Міністерством юстиції України*

Відповідальний за випуск *О. С. Распопов*
Комп'ютерне верстання *В. І. Соломка*

Статті в збірнику друкуються в авторській редакції

Формат 60 × 84¹/₈. Ум.друк.арк. 29,99. Тираж 100 пр. Зам. № 85.

Адреса редакції: 49010, м. Дніпропетровськ, вул. Лазаряна, 2
Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна
E-mail: kafmost@mt.diit.edu.ua

Поліграфічне видавництво ФОП Удовиченко О. М.
49080, м. Дніпропетровськ, вул. Донецьке шосе, 15, кв. 531
тел. 785-22-31

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи
До Державного реєстру ДК № 3660 від 28.12.2009 р.



ISSN 2227-1252. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика : 36. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. 2012. Випуск 3.1-258.