

ISSN 1993-9175

МІНІСТЕРСТВО ТРАНСПОРТУ ТА ЗВ'ЯЗКУ УКРАЇНИ



ВІСНИК

Дніпропетровського національного
університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

Випуск 33

Дніпропетровськ
2010

МІНІСТЕРСТВО ТРАНСПОРТУ ТА ЗВ'ЯЗКУ УКРАЇНИ
Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

В І С Н И К
Дніпропетровського
національного університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

За загальною редакцією проф. О. М. ПШІНЬКА

Засновано в 2003 році

Випуск 33

Дніпропетровськ
2010

УДК 625.1+626.2
ББК 39.2
В 53

**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 06.05.2010 р., протокол № 9

Редакційна колегія:

головний редактор – доктор технічних наук *О. М. Пішійко*;
заступник головного редактора – доктор технічних наук *С. В. Мямлін*;
відповідальний секретар – кандидат технічних наук *І. П. Корженевич*

Члени редакційної колегії:

доктор біологічних наук *А. С. Дворецький*; доктори технічних наук *Є. П. Блохін*,
В. І. Бобровський, *Б. Є. Боднар*, *А. А. Босов*, *В. О. Браташ*, *І. О. Вакуленко*, *Г. К. Гетьман*,
Л. В. Дубинець, *І. В. Жуковицький*, *В. О. Заблудовський*, *Г. І. Загарій*, *М. І. Казакевич*,
С. М. Колесов, *М. Л. Коротенко*, *М. О. Костін*, *М. Б. Курган*, *В. Д. Петренко*, *В. М. Пунагін*,
А. В. Радкевич, *А. П. Разгонов*, *В. В. Рибкін*, *В. В. Скалозуб*, *В. С. Хандецький*, *Є. М. Шафіт*;
доктори фізико-математичних наук *В. І. Гаврилюк*, *В. В. Кравець*; доктори хімічних наук
М. М. Біляєв, *С. І. Нейковський*, *О. В. Федін*; доктори економічних наук *Ю. С. Бараш*,
С. В. Каламбет, *В. І. Копитко*, *В. Д. Крамаренко*, *А. А. Покотілов*

Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Вип. 33. – Д.: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2010. – 310 с.
ISSN 1993-9175

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 залізничного транспорту за такими напрямками: автоматизовані системи керування на транспорті, економіка транспорту, електричний транспорт, залізнична колія, моделювання задач транспорту та економіки, ремонт та експлуатація засобів транспорту, рухомий склад і тяга поїздів, транспортне будівництво.

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

**УДК 625.1+626.2
ББК 39.2**

В статьях отражены научные исследования, выполненные авторами в Днепропетровском национальном университете железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна и других организациях. Статьи посвящены решению актуальных вопросов железнодорожного транспорта по следующим направлениям: автоматизированные системы управления на транспорте, экономика транспорта, электрический транспорт, железнодорожный путь, моделирование задач транспорта и экономики, ремонт и эксплуатация транспортных средств, подвижной состав и тяга поездов, транспортное строительство.

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

ISSN 1993-9175

© Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн.
трансп. ім. акад. В. Лазаряна, оригінал-макет, 2010

ЗМІСТ

ГАЛУЗЬ ТЕХНІЧНИХ НАУК

РОЗДІЛ «ТРАНСПОРТНЕ БУДІВНИЦТВО»

М. Г. СКЛАДАНОВСКАЯ (ПГАСА, Днепропетровск), А. С. РАСПОПОВ, В. Л. РЫКИНА (ДИИТ) ПРИЗВАНИЕ – НАУКА (90-ЛЕТИЮ СО ДНЯ РОЖДЕНИЯ НИКОЛАЯ ГЕРАСИМОВИЧА БОНДАРЯ ПОСВЯЩАЕТСЯ)	7
Т. Н. АЗИЗОВ, А. В. МЕЛЬНИК, А. С. МЕЛЬНИК (Уманский государственный педагогический университет им. П. Тычины) К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОЛОГО СЕЧЕНИЯ С НОРМАЛЬНЫМИ ТРЕЩИНАМИ ПРИ КРУЧЕНИИ	10
Е. Ю. АНТИПЕНКО (Запорожская государственная инженерная академия) ТЕОРЕТИКО-МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТРУМЕНТАРИЙ ОЦЕНКИ ЭФФЕКТИВНОСТИ ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ПРОЕКТОВ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ	15
Й. Г. БАРБАС, П. П. БОЙКО (ДИИТ) НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВОГО ПЕРЕГРУЖАТЕЛЯ	19
І. В. БАШКЕВИЧ (НТУ, Київ) ВПЛИВ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТРАНСФОРМАЦІЇ РУСЛОВОЇ ВИТРАТИ НА МАКСИМАЛЬНУ ТА ЗАЛИШКОВУ ВЕЛИЧИНУ ЗАГАЛЬНОГО РОЗМИВУ	23
О. И. БЕЗБАБИЧЕВА, А. В. БИЛЬЧЕНКО, А. Г. КИСЛОВ (ХНАДУ, Харьков) ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ФАСАДНЫХ БАЛКАХ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ	28
А. В. БИЛЬЧЕНКО, А. Г. КИСЛОВ (ХНАДУ, Харьков) ОСОБЕННОСТИ ЭКСПЛУАТАЦИИ И СТРАТЕГИЯ РЕМОНТА ГОРОДСКИХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ	32
Н. І. БІЛОШИЦЬКА (Східноукраїнський національний університет ім. В. Даля, Луганськ) ВПЛИВ СТРУКТУРОУТВОРЮЮЧИХ ФАКТОРІВ НА ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ КОНСТРУКЦІЙ СПОРУД СПЕЦІАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ В УМОВАХ ВЕЛИКОГО МІСТА	36
Л. П. БОДНАР (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ) УПРАВЛІННЯ УТРИМАННЯМ ЕЛЕМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТІВ НА ОСНОВІ МОДЕЛЕЙ НЕЧІТКОЇ ЛОГІКИ	39
Д. И. БОРОДАЙ (ДонНАСА, Донецк) МОДЕЛЬ ПРОГНОЗА ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ	43
М. М. БРЕСЛЕР (компания «Maurer Soehne», Мюнхен, Германия), В. Н. КОСЯК (ДИИТ) СОВРЕМЕННЫЕ ПОДХОДЫ ПРИ ВЫБОРЕ СИСТЕМ ЗАЩИТЫ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ОТ ВОЗДЕЙСТВИЙ, ВЫЗВАННЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЯМИ, И ОБЕСПЕЧЕНИЕ ИХ ДОЛГОВЕЧНОСТИ	49
А. А. БРЫНЗА (ДИИТ) ИЗГИБ БАЛОК, СОЕДИНЕННЫХ УПРУГИМИ СВЯЗЯМИ И ЛЕЖАЩИХ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ	55
Г. Л. ВАТУЛЯ (УкрГАЗТ, Харьков) ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЧАСТОТ И ФОРМ СВОБОДНЫХ КОЛЕБАНИЙ ПЕШЕХОДНОГО МОСТА	60
И. Г. ГАНИЕВ (Джизакский политехнический институт, Узбекистан) РЕЗУЛЬТАТЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ И ИСПЫТАНИЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ	64
Р. Е. ГЕЙЗЕН, М. Р. ТИМОФЕЕВ (Научно-исследовательская лаборатория транспортных сооружений и мостов, Пермь, Российская Федерация) РЕКОНСТРУКЦИЯ И УСИЛЕНИЕ МОСТА ЧЕРЕЗ р. СЫЛВУ В г. КУНГУРЕ, РОССИЯ	69
Л. В. ГУЛИЦКАЯ, Е. А. КОРОЛЬ, О. С. ШИМАНСКАЯ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь) ПРИМЕНЕНИЕ ИНФОРМАЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ ДЛЯ МОНИТОРИНГА МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ	74

Л. В. ГУЛИЦКАЯ, Н. Н. КУЩ, О. С. ШИМАНСКАЯ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь) АНАЛИЗ ТЕХНОГЕННЫХ РИСКОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ МОСТОВ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ	77
Г. С. ЖЕЛЕЗНЯК (Днепрпроектстальконструкция, Днепропетровск), К. И. СОЛДАТОВ (ДИИТ) ИССЛЕДОВАНИЕ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ НЕСИММЕТРИЧНЫХ НЕРАЗРЕЗНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ	80
О. Л. ЗАКОРА (ДПТ), Г. О. ЛИННИК (Укрзалізниця, Київ), В. В. МАРОЧКА (ДПТ) ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ СТІНКИ ПОЗДОВЖНЬОЇ БАЛКИ ЗАЛІЗНИЧНИХ МЕТАЛЕВИХ МОСТІВ ПРИ РІЗНИХ ТИПАХ МОСТОВОГО ПОЛОТНА	88
Ю. С. ЗОРЬКІН, В. М. ЛОЗИЦЬКИЙ (ДП «Науково-дослідний і проектно-вишукувальний інститут транспортного будівництва «Київдіпротранс») ПРОЕКТ БУДІВНИЦТВА АВТОМОБІЛЬНОЇ ЕСТАКАДИ В СКЛАДІ ТЕРМІНАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ ДМА «БОРИСПІЛЬ»	93
В. Ю. КАЗАРЯН (ООО «НПП СК МОСТ», Балашиха, Российская Федерация) РЕКОНСТРУКЦИЯ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ АЛМАЗНОЙ БУРОВОЙ И РЕЗАТЕЛЬНОЙ ТЕХНИКИ	102
Е. КАНЬШИН (фирма «GROETZ», Германия) СТРОИТЕЛЬСТВО МОСТОВ ПО ТЕХНОЛОГИИ ЦИКЛИЧНОЙ ПРОДОЛЬНОЙ НАДВИЖКИ (ЦПН). ОПЫТ ГЕРМАНИИ	106
С. В. КЛЮЧНИК (ДИИТ) ЭПОХА НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ НА СЛУЖБЕ У МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ	111
П. М. КОВАЛЬ, І. П. БАБЯК (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ), Т. М. СІТДИКОВА (Міністерство транспорту та зв'язку України, Київ) НОРМУВАННЯ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ Й БУДІВНИЦТВІ СПОРУД З МЕТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ	114
П. М. КОВАЛЬ (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ), С. В. СТОЯНОВИЧ (НТУ, Київ) ДОСЛІДЖЕННЯ ТРИЩИНІСТОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ БАЛОК ТИПУ «З Bet-90» ТА «З Bet-120»	118
П. М. КОВАЛЬ, А. Є. ФАЛЬ (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ), А. П. ВЕРЬОВКА (НТУ, Київ) ВПЛИВ ТЕМПЕРАТУРНОЇ НЕРОЗРІЗНОСТІ НА ЖОРСТКІСНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОГОНОВИХ БУДОВ	122
П. М. КОВАЛЬ, А. Є. ФАЛЬ, С. М. МАРЧУК (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ) ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ	127
А. С. КОРЕЦЬКИЙ, А. І. ЛАНТУХ-ЛЯЩЕНКО, К. В. МЕДВЕДЄВ (НТУ, Київ) АНАЛІЗ МОДЕЛЕЙ РОЗРАХУНКУ ТРУБ СИСТЕМИ «КОНСТРУКЦІЯ-ГРУНТ»	131
С. М. КРАСНОВ, К. В. БЕРЕЖНА, К. С. КРАСНОВА (ХНАДУ, Харків) СТВОРЕННЯ АДЕКВАТНОЇ МОДЕЛІ ДЛЯ РОЗРАХУНКІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ З ВИКОРИСТАННЯМ ПК «ЛІРА»	138
А. В. КРУХМАЛЁВ (ХНАДУ, Харьков) НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК	143
В. В. КУЛЯБКО (ПГАСА, Днепропетровск) НЕЛИНЕЙНОЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ, ПУТИ, ИНФРАСТРУКТУРЫ – С ОСНОВАНИЕМ И ИНЕРЦИОННОЙ ДИСКРЕТНОЙ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКОЙ ОБЩЕГО ВИДА: РАСЧЕТЫ, ИСПЫТАНИЯ, ГАШЕНИЕ КОЛЕБАНИЙ	146
А. ЛАНТУХ-ЛЯЩЕНКО (НТУ, Киев) К ВОПРОСУ О «ПАМЯТИ» МАРКОВСКОЙ МОДЕЛИ НАКОПЛЕНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ	150
Й. Й. ЛУЧКО (Львівська філія ДПТ), І. М. ДОБРЯНСЬКИЙ (Львівський національний аграрний університет) УТОЧНЕНИЙ РОЗРАХУНОК І ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАЛКИ ПРИ ЗГІНІ	155
Й. Й. ЛУЧКО (Львівська філія ДПТ), М. І. ІГНАТИШИН (Мукачівський державний університет) ЧИСЛОВІ ТА АНАЛІТИЧНІ МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ МОСТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ	161
И. И. ЛУЧКО (Львовский филиал ДИИТа), П. П. ЦИБЕЛЕНКО (Национальный университет «Львовская Политехника»), М. В. ЛЕМБАК (Остравский технический университет, Словакия) СТАТИЧЕСКОЕ И КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ СТЫКОВ ПАНЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ	167

К. В. МЕДВЕДЕВ (НТУ, Київ), М. Г. МАЛЬГІН (Інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона НАН України, Київ) ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ АВТОМОБІЛЬНОЇ ЕСТАКАДИ З УРАХУВАННЯМ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ.....	173
Г. В. МИХЕЕВ, Е. А. КРУГОВА, Р. В. КОВАЛЕВ (Брянский государственный технический университет, Российская Федерация) ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ЭКИПАЖЕЙ И МОСТОВ: НЕКОТОРЫЕ ПОДХОДЫ И ПРИЛОЖЕНИЯ.....	178
Н. И. НЕТЕСА, Д. В. ПАЛАНЧУК (ДИИТ) ПРОЕКТИРОВАНИЕ СОСТАВОВ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ СО ВТОРИЧНЫМИ РЕСУРСАМИ ДНЕПРОВСКОГО РЕГИОНА.....	180
Н. А. НІКІФОРОВА (ДІПТ) ПЕРСПЕКТИВИ ВИКОРИСТАННЯ ВІДХОДІВ ГІРНИЧО-ЗБАГАЧУВАЛЬНИХ КОМБІНАТІВ У ВИРОБНИЦТВІ ВАЖКИХ БЕТОНІВ.....	185
Г. П. ПАСТУШКОВ, В. Г. ПАСТУШКОВ, В. А. БЕЛЫЙ, А. А. ЯКОВЛЕВ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь) ИСПЫТАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ ДЛИНОЙ 55 МЕТРОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ИННОВАЦИОННОГО ИЗМЕРИТЕЛЬНОГО ОБОРУДОВАНИЯ	191
А. Н. ПЛУГИН, Л. В. ТРИКОЗ, О. С. ГЕРАСИМЕНКО, И. В. ПОДТЕЛЕЖНИКОВА (УкрГАЗТ, Харьков) ВЛИЯНИЕ ВИДА ПИГМЕНТА НА РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА АНТИКОРРОЗИОННЫХ ЗАЩИТНЫХ ПОКРЫТИЙ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА	193
Р. І. ПОЛЮГА (ДерждорНД ім. М. П. Шульгіна, Київ) ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ НАДІЙНОСТІ ОПОРНИХ ЧАСТИН АВТОДОРОЖНИХ МОСТІВ	197
Д. О. ПРИХОДЬКО (Київський національний університет будівництва і архітектури) СІТЬОВА МОДЕЛЬ «БУД-ІНВЕСТ-ПРОТЕКТ» – МОДЕРНІЗОВАНИЙ ІНСТРУМЕНТ УПРАВЛІННЯ ПРОЦЕСАМИ ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА ТА РАЦІОНАЛЬНОГО ВИКОРИСТАННЯ РЕСУРСІВ ЗАМОВНИКА БУДІВЕЛЬНОГО ПРОЕКТУ.....	204
О. М. ПІПІНЬКО, А. В. РАДКЕВИЧ, І. В. М'ЯКЕНЬКА (ДІПТ) ЗАСТОСУВАННЯ СИСТЕМОГО ПІДХОДУ РЕСУРСНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПРИ РЕМОНТІ МОСТІВ ТА ШЛЯХОПРОВІДІВ	208
А. В. РАДКЕВИЧ, К. Ю. НОВОХАТЬКО (ДІПТ) ДОСЛІДЖЕННЯ СУЧАСНИХ ПІДХОДІВ ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА ТРУДОВИМИ РЕСУРСАМИ.....	213
А. С. РАСПОПОВ, В. Е. АРТЕМОВ, С. П. РУСУ (ДИИТ) МОДЕЛИРОВАНИЕ КОЛЕБАНИЙ БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ В СРЕДЕ ОБЪЕКТНО-ОРИЕНТИРОВАННОГО ПРОГРАММИРОВАНИЯ DELPHI.....	217
В. П. РЕДЧЕНКО (Дніпропетровський відділ ДерждорНД ім. М. П. Шульгіна) МОНІТОРИНГ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ МОСТІВ МЕТОДАМИ ПАСИВНОЇ ВІБРАЦІЙНОЇ ДІАГНОСТИКИ	223
Б. В. САВЧИНСКИЙ (ДИИТ) СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ ДИАГНОСТИКИ И СПОСОБОВ РЕГЕНЕРАЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ ПРИ ОБЕСПЕЧЕНИИ ИХ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ	228
П. М. САЛАМАХИН (Московский автодорожный институт, Российская Федерация) ПРОБЛЕМЫ, ВЫЗЫВАЮЩИЕ НЕОБХОДИМОСТЬ ЗАМЕНЫ НОРМАТИВНЫХ ВРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК АК ДЛЯ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ.....	232
И. Д. САХАРОВА (ООО «НПП СК МОСТ», Балашиха, Российская Федерация) СОВРЕМЕННЫЕ РЕШЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ МОСТОВОГО ПОЛОТНА АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ.....	240
О. Г. СИНЄОК, А. М. ГЕРАСИМЕНКО, В. Д. РЯБОКОНЬ, К. В. РЯБЦЕВ, К. Ю. КОРЗІН (Інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона НАН України, Київ), О. В. ЗДОРЕНКО (ТОВ «ЕСАБ», Україна) ВІПРОВАДЖЕННЯ СУЧАСНИХ ЗВАРЮВАЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ ТА ТЕХНОЛОГІЙ ДЛЯ ЗВАРЮВАННЯ ПРОКАТУ ПІДВИЩЕНОЇ МІЦНОСТІ.....	245
В. Р. СКАЛЬСЬКИЙ, Д. В. РУДАВСЬКИЙ, П. Я. ГАЛАН, І. М. ЛЯСОТА, П. П. ВЕЛИКИЙ, Я. Д. ТОЛОПКО (Фізико-механічний інститут ім. Г. В. Карпенка НАНУ, Львів) ОЦІНКА РОЗВИТКУ ВТОМНОГО РУЙНУВАННЯ В'ЯЗКИХ КОНСТРУКЦІЙНИХ СТАЛЕЙ	251

В. Р. СКАЛЬСЬКИЙ, О. М. СТАНКЕВИЧ (Фізико-механічний інститут ім. Г. В. Карпенка НАНУ, Львів) ВИЗНАЧЕННЯ ПЕРЕМІЩЕНЬ НА ПОВЕРХНІ ПІВПРОСТОРУ, СПРИЧИНЕНИХ УТВОРЕННЯМ ВНУТРІШНЬОЇ ТРІЩИНИ СКРУТУ	255
О. І. СКОКОВ, О. Г. ДЯЧЕНКО, В. В. ВОЛОВЩІКОВА, М. С. ХОРОЛЬСЬКИЙ (ДП «УНДКТИ «ДІНТЕМ», Дніпропетровськ) ГУМОАРМОВАНІ ОПОРНІ ЧАСТИНИ ДЛЯ КОМПЛЕКТАЦІЇ СТАТИЧНИХ ТА ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ МОСТОВИХ СПОРУД.....	259
К. И. СОЛДАТОВ (ДИИТ), С. Е. БЛОХИН (НГУ, Днепропетровск) КУРС НА УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЮ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ УКРАИНЫ	262
В. І. СОЛОМКА (ДІТ) ОЦІНКА ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ШТУЧНИХ СПОРУД.....	271
П. М. СТАШУК (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ) МЕТОД ВИЗНАЧЕННЯ СТАДІЙ ПЕРЕБІГУ КОРОЗІЙНИХ ПРОЦЕСІВ В АРМАТУРІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА СИГНАЛАМИ АЕ	274
Б. Д. СУХОРУКОВ (ДИИТ) ИСПЫТАНИЯ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ МЕДЛЕННО ДВИЖУЩЕЙСЯ НАГРУЗКОЙ	278
М. СЫЧЕВСКИ (Политехника Белостока, Польша) ЗОНА ДИСПЕРСИИ В СТРУНОБЕТОННЫХ БРУСЬЯХ СТРЕЛОЧНЫХ ПЕРЕВОДОВ.....	282
М. СЫЧЕВСКИ (Политехника Белостока, Польша) ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭКСТРЕМАЛЬНЫХ НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В СТРУНОБЕТОННЫХ БРУСЬЯХ СТРЕЛОЧНЫХ ПЕРЕВОДОВ.....	286
В. П. ТАРАСЕНКО (ДІТ), Л. М. ГУК, Г. М. ОДРИНСЬКИЙ (Придніпровська залізниця, Дніпропетровськ) ОБСТЕЖЕННЯ ТА АНАЛІЗ ПЕРЕМІЩЕНЬ РУХОМИХ ОПОРНИХ ЧАСТИН БАЛКОВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ	292
Л. М. ТИМОФЕЕВА (Пермский государственный технический университет, Российская Федерация) АНАЛИЗ КОНСОЛИДАЦИИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ОТ ДЕЙСТВИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ НАГРУЗОК ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ЗЕМПОЛОТНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ	295
Е. Н. ТРАЧ, Л. А. ГАННЕНКО (ДИИТ), В. Ф. КИРИЛЕНКО (Национальная академия природоохранного и курортного строительства, Симферополь) ДЕРЕВЯННЫЕ КЛЕЕНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗАРУБЕЖНЫХ ПЕШЕХОДНЫХ МОСТОВ	299
Б. М. УСАЧЕНКО, В. Н. СЕРГИЕНКО, А. А. КУРОЧКА (НПП «Технополис «Экоиндустрия», Украина) ОПЫТ КОМПЛЕКСНОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ ОПОРЫ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО МОСТА.....	304
А. А. ЯКОВЛЕВ, В. А. БЕЛЫЙ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь) ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ БЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА ПРИ ОДНООСНОМ СЖАТИИ С ПРИМЕНЕНИЕМ СОВРЕМЕННЫХ МАТЕРИАЛОВ	306

М. Г. СКЛАДАНОВСКАЯ (ПГАСА, Днепропетровск),
А. С. РАСПОПОВ, В. Л. РЫКИНА (ДИИТ)

ПРИЗВАНИЕ – НАУКА (90-ЛЕТИЮ СО ДНЯ РОЖДЕНИЯ НИКОЛАЯ ГЕРАСИМОВИЧА БОНДАРЯ ПОСВЯЩАЕТСЯ)

У статті розглянуто творчий шлях та науково-педагогічна діяльність академіка НАН України М. Г. Бондаря в контексті соціально-політичних подій ХХ сторіччя.

В статье проанализированы творческий путь и научно-педагогическая деятельность академика НАН Украины Н. Г. Бондаря в контексте социально-политических событий XX века.

The creative life as well as the scientific and pedagogical activities of Academician of the National Academy of Sciences of Ukraine N. G. Bondar are described in the article.

Исследователи проблемы генезиса человеческой одарённости до сих пор не пришли к единому мнению, какие факторы являются определяющими в развитии способностей человека, выявлении его таланта – природные задатки или среда, в которой рос и воспитывался человек. А известный украинский психолог Г. С. Костюк считает, что определяющим фактором в большинстве случаев является собственная активность человека, его труд, способность к саморазвитию и творческому отношению к наследственной и средовой заданности.



Николай Герасимович Бондарь (1920-1994)

Жизненный путь нашего учителя, научного руководителя, знаменитого учёного, академика АН Украины Николая Герасимовича Бондаря – яркое тому подтверждение. Он родился 19 декабря 1920 года в Киеве в семье машиниста депо Киев-Пассажирский. Двадцатые годы на Украине были тревожными и противоречивыми: гражданская война, голодное население, спекуляция – и примеры самоотверженного труда, высоких устремлений, веры в лучшее будущее для себя и своих детей. Если бы не коренные изменения в молодой советской республике, вряд ли была бы возможной судьба отца Николая Герасимовича – Герасима Григорьевича, который уже в зрелом возрасте «за тридцать» поступил в институт, успешно его закончил, а затем продолжал преподавательскую работу в вузе.

Сам Николай Герасимович окончил школу с отличием, занимался в Осоавиахиме и мечтал об авиационной науке. Воздушная академия имени Жуковского была в те годы мечтой многих юношей – свидетелей героических перелётов В. Чкалова, М. Громова. Но в 1938 году, когда Николай окончил школу, в этот вуз стали принимать только кадровых офицеров. Молодой человек пробовал себя в химико-технологическом институте, проучился год, но понял – это не его призвание. Именно в этот год в ДИИТе открылась новая специальность «Мосты и транспортные тоннели» на путейско-строительном факультете. Здесь всё пришлось по душе: интересные лекции, работа в студенческом научном обществе. И это не удивительно: ДИИТ в те далёкие годы своего становления создавался как «кузница инженерных кадров» молодой республики самоотверженными

усилиями талантливых педагогов, учёных, организаторов Н. М. Федиченко, В. А. Лазаряна, А. С. Локшина и многих их соратников. «И все-таки, почему Вы выбрали именно мосты?» – такой вопрос впоследствии не раз задавали Николаю Герасимовичу. «Каждый крупный мост, – говорил он – уникальное сооружение, квинт-эссенция человеческой мысли, творческого воображения, точного расчёта и передовых технологий». Добавим от себя: мост завораживает своей окрылённостью, красотой, видимой лёгкостью, реальной устойчивостью и прочностью. Мост – символ соединения и объединения людей, стран, культур. Он – символ нового века, века сотрудничества и новых путей в неизведанное.

Производственная практика в 1941 году у студентов путейско-строительного факультета проходила на строительстве железнодорожной линии Адлер – Сухуми. Именно там застала Николая Бондаря весть о вероломном нападении фашистов на нашу страну. Все студенты стремились поскорее вернуться в ДИИТ, чтобы отсюда вместе с товарищами уйти на фронт. Более 700 диитовцев (и в их числе Николай Бондарь) стали в эти дни курсантами Днепропетровского артиллерийского училища, где вместе со студентами других вузов проходили ускоренную военную подготовку. Занятия проходили и днем, и ночью: враг уже приближался к городу. Ночь на 3 августа 1941 года Николай запомнил навсегда: курсанты заняли оборону на подступах к Днепропетровску. А спустя несколько дней впервые встретились с врагом. В неравной схватке курсанты стояли до конца, и это позволило закончить эвакуацию людей и предприятий с правобережной части города. И только потом они получили приказ отойти на левый берег Днепра. Мост через Днепр был уже взорван. С грустью смотрели мостовики на остов замечательного сооружения и верили: скоро придет их время – время тех, кто будет восстанавливать разрушенное и строить новое.

Именно поэтому студентов старших курсов вернули на учёбу. Теперь ДИИТ, а вместе с ним и Николай Бондарь, жил и работал в Новосибирске. Снова занятия, экзамены, практика. И опять практика студента Бондаря в Томске имела для него судьбоносное значение – здесь он встретился с той, которая стала его верной подругой и ангелом-хранителем на всю оставшуюся жизнь. Вера Ивановна работала в институте «БАМпроект» (именно в те годы берёт своё начало знаменитая комсомольская стройка 70-х годов).

В 1943 году в далёком Новосибирске Николаю Герасимовичу вручают диплом инженера-мостостроителя с отличием. После получения диплома и женитьбы он уезжает на фронт, а Вера ждёт вызова, чтобы тоже уехать на фронт и быть с ним рядом, не разлучаясь до конца жизни. Она до сих пор помнит Третий Прибалтийский фронт, где отвечала за документы секретной части, и каждое утро, провожая мужа «на работу», вздрагивала от каждого взрыва: ведь железнодорожные войска восстанавливали пути сообщения прямо под огнём противника. Мосты через реку Великую в Пскове, Даугаву, Юглу в Латвии – свидетельства их смелости, бесстрашия и профессионализма.

После изгнания оккупантов с Украины возвратился в родной Днепропетровск и наш ДИИТ. Делать надо было всё одновременно: восстанавливать, строить, учиться, учить и думать о будущем. Всеволод Арутюнович Лазарян ещё в Новосибирске обратил внимание на способного юношу и предложил ему поступить в аспирантуру. Но это произошло уже только после Победы. В 1946 году Николай Герасимович поступил в аспирантуру кафедры строительной механики ДИИТа, работая одновременно ассистентом кафедры. Через три года была готова кандидатская диссертация «Жесткость и свободные колебания арочных, массивных (железобетонных) мостов», которую он с блеском защитил 15 апреля 1949 года. С этих пор наука становится основным содержанием и смыслом его жизни. Практика ставила перед наукой новые задачи: увеличивался поток большегрузных автомобилей, тяжёловесных поездов, возрастала нагрузка на мосты, повышались требования к их устойчивости, прочности, безаварийной эксплуатации. Динамика и прочность мостов становится особо актуальной и востребованной темой исследований. И через три года 33-х летний учёный представил в Институте механики Академии наук Украины свою докторскую диссертацию «Динамика стержневых систем (арочных мостов)». Год спустя профессор Н. Г. Бондарь становится заведующим кафедрой мостов и деканом факультета «Мосты и тоннели». С этого времени формируется на многие годы научное направление кафедры – исследование динамики мостов различных систем. Эти исследования позволили внести ряд дополнений в нормы проектирования, нашли своё отображение в фундаментальном труде «Динамика железнодорожных мостов» – первой системной монографии в этой области. Серьёзные исследования проводит

проблемная лаборатория динамики мостов, научным руководителем которой долгие годы являлся профессор Н. Г. Бондарь. Сотрудники лаборатории исследовали состояние многих мостов через Волгу, Днепр, Обь и дали рекомендации по их модернизации.

С 1968 года Николай Герасимович – ректор ДИИТа по научной работе. Его включают в состав экспертной комиссии ВАК, мостовой комиссии научно-технического совета МПС, Комитета по государственным премиям при Совете Министров Украины. Он руководит аспирантами, читает лекции. Но всё-таки главной его страстью остаётся наука. Час, когда он твердо решил изменить направление исследований и заняться разработкой нового метода в нелинейной механике – метода переменного масштаба для преобразования нелинейных уравнений, – он впоследствии назовет своим «звёздным часом». Часом, когда открывается дверь в неизведанное. Разработанный им метод позволил решить целый ряд задач нелинейных колебаний систем при вязком, сухом, турбулентном сопротивлении в системах с гистерезисом при гармоническом, бигармоническом, произвольном периодическом и импульсном возбуждении, а также задач бортовой качки и устойчивости корабля, устойчивости упругих систем при наличии нелинейности, сейсмостойкости сооружений. Первые работы Николая Герасимовича, посвященные предложенному им методу, появились в «Докладах Академии наук Украины» в 1961 году. Впоследствии метод был развит в шести монографиях и многочисленных статьях. Он одержим этой работой, думает о ней в будни и праздники. Каждое воскресное утро мы видели Николая Герасимовича, направляющегося в свой рабочий кабинет в институте. Этот пример творческой одержимости, трудолюбия, беззаветной преданности науке вдохновлял молодых талантливых учеников: студентов, аспирантов, недавно защитивших диссертации кандидатов наук. Николай Герасимович обогатил инженерную педагогику разработками спецкурсов «Динамика мостов», «Расчёт оболочек», «Расчёт тонкостенных конструкций», «Динамика промышленных сооружений». Их и сейчас изучают студенты многих вузов. Вместе с профессором А. П. Прусаковым (ДИСИ) Н. Г. Бондарь организовал межвузовский семинар для своих аспирантов. Складывается научная школа. Подготовлено 36 кандидатов наук и докторов, издано 37 межвузовских сборников научных работ. Сам Николай Гера-

симович является автором более 170 научных работ, 11 монографий и учебников, 2 изобретений. Его работы опубликованы в Польше, Румынии, ГДР, ему присвоено звание Заслуженного деятеля науки СССР.

По мнению коллег, «звездным часом» выдающегося учёного стал 1979 год, когда впервые в транспортной науке доктор технических наук, профессор Николай Герасимович Бондарь избран действительным членом Национальной академии наук Украины. Уезжал Николай Герасимович в Киев, ожидая утверждения в звании члена-корреспондента НАН Украины, а вернулся – сразу академиком. Так высоко были оценены заслуги нашего именитого земляка.

Эрудированный, всегда элегантно одетый, подтянутый, Николай Герасимович мало походил на классический тип далёкого от жизни учёного, погружённого в свои думы. Он любил слушать музыку, прекрасно танцевал, плавал, много ездил. Но когда мы, его ученики, на выпускном вечере спросили: «Какое у Вас хобби, профессор?», Николай Герасимович ответил так: «Коллеги, ничто в жизни не вызывает такого жгучего интереса, не приносит такого наслаждения, как научные исследования! И моё хобби – научная работа». Мы запомнили это надолго.

...Через день после смерти Николая Герасимовича в 1994 году пришло известие об избрании его академиком Нью-Йоркской академии наук (США). Он награжден орденом Трудового Красного знамени, орденом Знак Почёта, шестью медалями и почётными знаками МПС СССР. Академик Н. Г. Бондарь также – лауреат премии А. Н. Динника. Но самой высокой наградой учёного являются те тысячи выпускников ДИИТа, которые помнят своего учителя, те воспитанники Николая Герасимовича, которые продолжают дело всей его жизни, ибо наука, по словам Михаила Ломоносова «... широко простирает руки свои в дела человеческие».

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Вопросы динамики мостов и теории колебаний [Текст] : сб. науч. тр. / под ред. Г. Н. Яковлева / ДИИТ. – Вып. 214/25. – Д., 1982. – 113 с.
2. Боголюбов, А. Н. Математики. Механики [Текст] : биографический справочник / А. Н. Боголюбов. – К.: Наук. думка, 1983. – С. 59.

Поступила в редколлегия 30.03.2010.

Принята к печати 09.04.2010.

Т. Н. АЗИЗОВ, А. В. МЕЛЬНИК, А. С. МЕЛЬНИК (Уманский государственный педагогический университет им. П. Тычины)

К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОЛОГО СЕЧЕНИЯ С НОРМАЛЬНЫМИ ТРЕЩИНАМИ ПРИ КРУЧЕНИИ

У статті наводиться методика визначення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів порожнистого перерізу з нормальними тріщинами за дії крутних моментів. Показано, що жорсткість при крученні елементів мостів та перекриттів суттєво впливає на перерозподіл зусиль між ними.

В статье приводится методика определения напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов полого сечения с нормальными трещинами при действии крутящих моментов. Показано, что крутильная жесткость элементов мостов и перекрытий оказывает существенное влияние на перераспределение усилий между ними.

The article is dealt with the methodology of determination of stressed-and-strained state for the reinforced concrete hollow-section elements with normal cracks as a result of torque rigidity. It is shown that the inflexibility of elements of bridges and frameworks influences significantly upon the redistribution of efforts between them.

Постановка задачи и анализ исследований

Известно, что учет пространственной работы мостовых сооружений и перекрытий обеспечивает существенную экономию материалов и значительно повышает точность определения усилий, действующих в их элементах [5–7]. Исследованиями автора настоящей статьи и других авторов [3, 5, 11] было показано, что эффект пространственной работы моста или сборного перекрытия при действии локальных нагрузок в значительной степени зависит от крутильной жесткости его элементов. В мостах и перекрытиях из П-образных плит, плит типа Т или ТТ эффект пространственной работы достаточно низок в связи с тем, что сборные плиты упомянутого сечения имеют весьма малую крутильную жесткость. В мостовых сооружениях из балок коробчатого сечения, а также сечения в виде полого треугольника, предложенных автором [4], эффект пространственной работы весьма высок.

Для расчета перекрытий с учетом пространственной работы требуется знание изгибной и крутильной жесткостей составляющих элементов, как при наличии различного рода трещин, так и при их отсутствии. Существующие методики определения жесткости на кручение [8, 9] касаются только железобетонных элементов с пространственными (спиральными) трещинами. В работе автора [2] предложена методика определения крутильной жесткости элементов прямоугольного сечения с нормальными трещинами. Определению жесткости элементов полого сечения с нормальными и простран-

ственными трещинами не уделено внимания в литературе.

В связи с вышесказанным, *целью настоящей статьи* является разработка методики определения НДС железобетонных элементов полого сечения с нормальными трещинами.

Изложение основного материала

В работах [2–4] показано, что для определения жесткости элементов прямоугольного сечения при наличии нормальных трещин принимается схема, при которой арматура в трещине мысленно рассекается, и из условия равенства перемещений слева и справа от рассечения определяется неизвестная нагельная сила. В такой схеме крутящий момент с одного блока к другому, отделенному нормальной трещиной, передается через сжатую зону.

Применим такой же подход для определения крутильной жесткости элемента коробчатого сечения.

Пусть в результате действия изгибающего момента образовалась нормальная трещина и высота сжатой зоны равна толщине полки (в общем случае сжатая зона может заходить в ребра элемента). После мысленного рассечения арматуры в трещине крутящий момент с одного блока на другой будет передаваться через сжатую от изгиба зону.

Как и в случае прямоугольного сечения, основной задачей будет определение перемещений верхней части блока относительно его нижней части. Для этого воспользуемся схемой определения таких перемещений, приведенной

в [2–4] для прямоугольного сечения. Рассечем блок, отделенный нормальными трещинами, горизонтальными плоскостями, параллельными

продольной оси X элемента и по высоте сечения проходящей на уровне низа сжатой зоны (рис. 1).

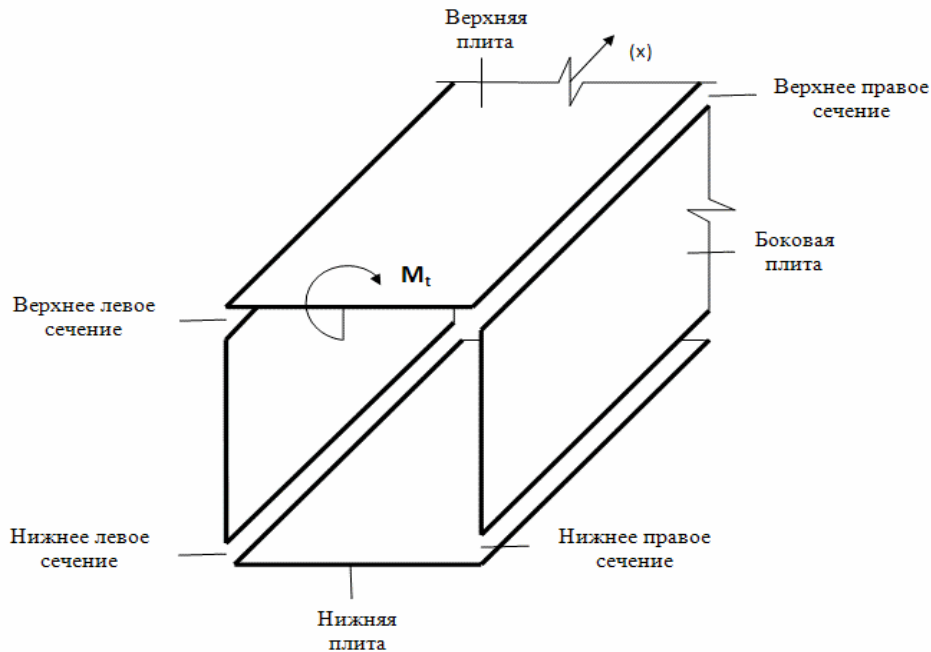


Рис. 1. Схема членения коробчатого элемента на отдельные плиты

В общем случае по плоскости рассечения будут действовать четыре неизвестных функции погонных внутренних усилий (рис. 2): нормальные к ребрам $S(x)$; касательные попе-

рек сечения $T(x)$; касательные вдоль пролета $H(x)$ и поперечные изгибающие моменты $m(x)$.

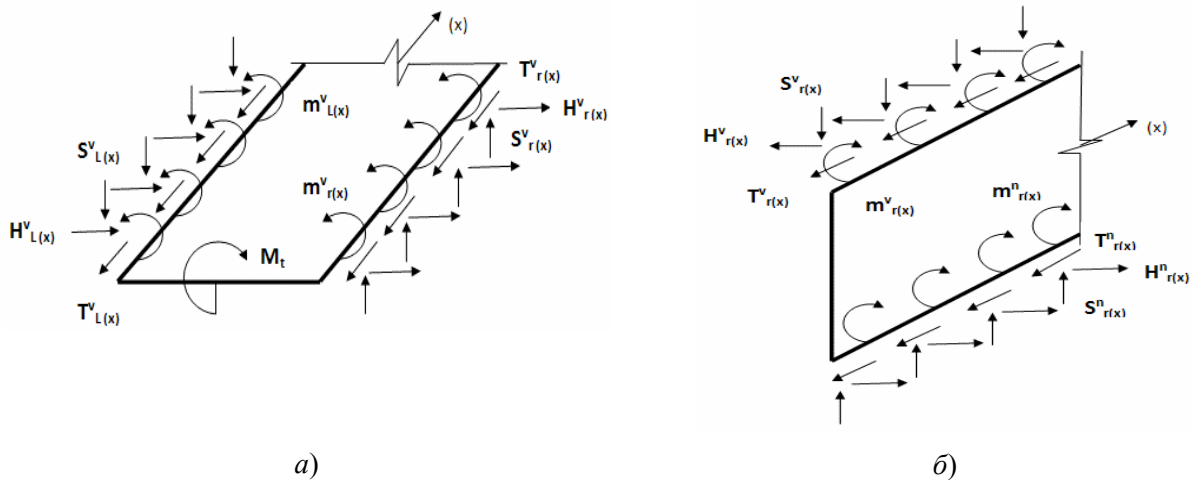


Рис. 2. Схема усилий, действующих по линиям рассечения:
а) – в верхней плите; б) – в правой боковой плите

Индексы сверху и снизу на рис. 2 означают: r, l – соответственно, справа и слева; V, n – соответственно, сверху и снизу коробчатого сечения. Для определения этих внутренних усилий можно составить систему уравнений из условия равенства следующих перемещений: горизонтальных перемещений (вдоль оси Y); горизонтальных перемещений вдоль пролета

(вдоль оси X); вертикальных перемещений по оси Z ; углов поворота относительно оси X . Эти уравнения составляются по аналогии с [3, 11].

К перемещениям, рассмотренным в [11], следует добавить перемещения, вызванные кручением полосы (верхней полки) внешним моментом M_t . Названные перемещения опре-

деляются по методике Б. Е. Улицкого [11], которая заимствована у П. Ф. Папковича [10]. При этом рассматриваются решения задачи теории упругости для балки-стенки (для усилий в своей плоскости каждой из четырех рассматриваемых пластин) и для плиты (для усилий из плоскости).

Некоторые неудобства методика [11] создает при численной реализации и определенных размерах пластин, т.к. в расчетные формулы входят гиперболические синусы и косинусы, которые (особенно при большом числе пре-

лов суммирования рядов) дают большие числа, что в свою очередь ведет к существенным погрешностям.

Одним из путей устранения таких проблем является возможность определения НДС балок-стенок и плит путем их разбиения на некоторое число балок методом, предложенным в [1, 3].

Рассечем балку-стенку на $(n+1)$ полос (балок) путем проведения n секущих плоскостей (рис. 3).

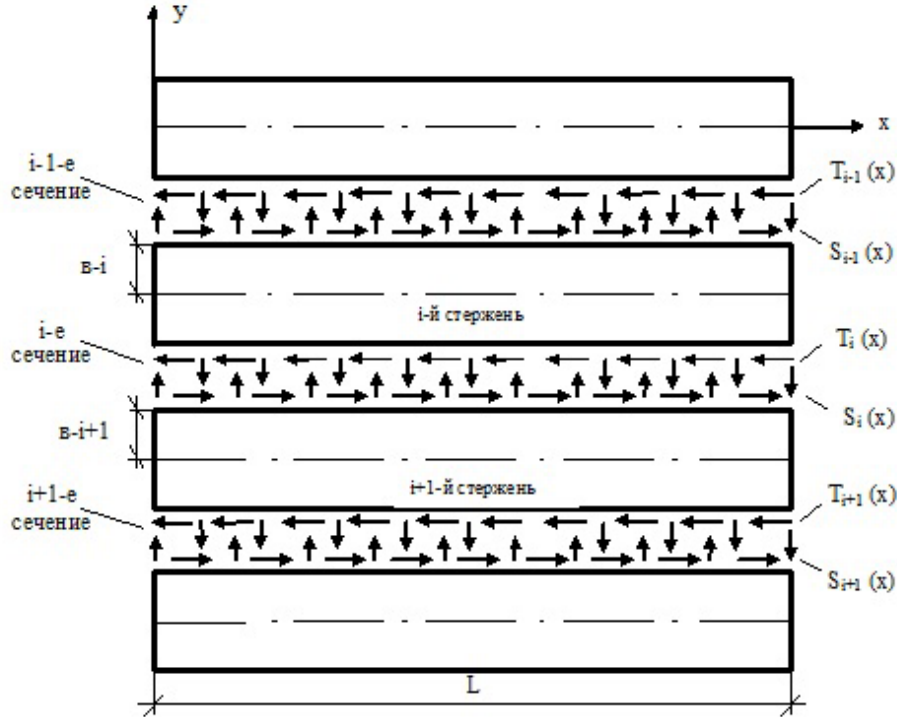


Рис. 3. Схема расчленения балки-стенки на отдельные полосы

По линии рассечения в каждом i -том сечении будут действовать неизвестные касательные $T_i(x)$ и вертикальные $S_i(x)$ усилия. Для нахождения этих неизвестных усилий состав-
ляются условия совместности продольных от-

носительных деформаций и кривизны для верхнего и нижнего (от i -того сечения) стержней. В результате получена система дифференциальных уравнений:

$$\left\{ \begin{aligned} & T_i'' \frac{b_i + b_{i+1}}{G \cdot \delta} + T_{i-1} \left(-\frac{1}{EA_i} + \frac{b_i^2}{EJ_i} \right) + T_i \left(\frac{1}{EA_i} + \frac{b_i^2}{EJ_i} + \frac{1}{EA_{i+1}} + \frac{b_{i+1}^2}{EJ_{i+1}} \right) + T_{i+1} \left(-\frac{1}{EA_{i+1}} + \frac{b_{i+1}^2}{EJ_{i+1}} \right) + \\ & + M_{S,i-1} \frac{b_i}{EJ_i} + M_{S,i} \left(\frac{b_i}{EJ_i} - \frac{b_{i+1}}{EJ_{i+1}} \right) + M_{S,i+1} \frac{b_{i+1}}{EJ_{i+1}} = M_{q,i} \frac{b_i}{EJ_i} + M_{q,i+1} \frac{b_{i+1}}{EJ_{i+1}}; \\ & M_{S,i}'' \frac{-b_i - b_{i+1}}{EA_{st}} + M_{S,i-1} \frac{1}{EJ_i} + M_{S,i} \left(-\frac{1}{EJ_i} - \frac{1}{EJ_{i+1}} \right) + M_{S,i+1} \frac{1}{EJ_{i+1}} + T_{i-1} \left(-\frac{b_i}{EJ_i} \right) + \\ & + T_i \left(-\frac{b_i}{EJ_i} + \frac{b_{i+1}}{EJ_{i+1}} \right) + T_{i+1} \frac{b_{i+1}}{EJ_{i+1}} = -M_{q,i} \cdot \frac{1}{EJ_i} + M_{q,i+1} \cdot \frac{1}{EJ_{i+1}}. \end{aligned} \right. \quad (1)$$

Уравнения (1) записываются для каждого шва, т.е. для $i = 1, 2, \dots, n$, где n – число сечений.

В уравнениях (1) обозначено: G – модуль сдвига материала балки-стенки; δ – ее толщина; EA_i ; EJ_i – соответственно, осевая и изгибная жесткости i -го стержня; $M_{s,i}$; $M_{q,i}$ – функции изгибающих моментов, соответственно, от действия неизвестных усилий $S_i(x)$ и внешних нагрузок $q_i(x)$.

Неизвестные функции имеют следующие граничные условия:

$$T_i(0) = T_i(l) = 0; \quad T_i''(0) = T_i''(l) = 0; \\ M_{s,i}(0) = M_{s,i}(l) = 0; \quad M_{s,i}'(0) = M_{s,i}'(l) = 0.$$

После определения неизвестных усилий достаточно просто определяются необходимые перемещения, знание которых позволяет определить усилия по линиям рассечения коробчатой системы (см. рис. 1, 2).

Отметим, что схема для определения НДС элементов полого треугольного сечения является аналогичной с той лишь разницей, что действующие по линии рассечения усилия раскладываются на составляющие вдоль отсеченных пластин и в направлении, перпендикулярном плоскости пластин, по методике [4]. Кроме того, количество сечений для элементов полого треугольного сечения будет равно трем (полый треугольник делится на три отдельные пластины).

После определения неизвестных усилий по линиям, которые делят коробчатое или полое треугольное сечение на отдельные пластины, достаточно просто вычисляются перемещения одной части балки относительно смежной части, отделенной нормальной трещиной. И далее по методике [2] определяется нагельная сила в продольной арматуре. После этого определяется горизонтальное перемещение в трещине и эквивалентная жесткость элемента с трещиной аналогично [2, 3].

Экспериментальными исследованиями сборных систем, проведенными еще в 50-х годах прошлого столетия [7], было показано, что при полосовом загрузении моста или перекрытия нагрузка на одну плиту может в несколько раз превышать разрушающую нагрузку отдельно работающей плиты. В результате исследований В. Н. Байкова [6] было рекомендовано устраивать шпонки замкнутой формы для повышения эффективности пространственной работы сборных железобетонных систем.

Современные методы расчета железобетонных конструкций мостов и перекрытий учитывают в основном изменение изгибных жесткостей при трещинообразовании. Изменению же крутильных жесткостей практически не уделяется внимание. Это связано, в первую очередь, с совершенно малой изученностью данного вопроса, хотя, как было сказано выше, учет этого фактора имеет существенное значение на перераспределение усилий между элементами мостовых конструкций. Рассмотрим для примера условную ребристую систему пролетом 5 м с пятью ребрами 250x250 мм при загрузении среднего (третьего) ребра равномерно распределенной нагрузкой $q = 10$ кН/м. Толщина полок, соединяющих ребра, 50 мм. Предположим, что полки соединены с ребрами на уровне центров тяжести последних, а также шарнирное соединение полок (имитация сборной ребристой системы). В табл. 1 приведены значения для пяти разных вариантов крутильных жесткостей первых трех ребер (слева направо) такой ребристой системы. Расчеты произведены по методике [3]. Справа от значения изгибающих моментов приведены погрешности по отношению к базовому варианту, в котором предусмотрена одинаковая жесткость всех ребер ребристой системы.

Как видим, при уменьшении крутильной жесткости только одного ребра в 4 раза (что вполне возможно в реальных железобетонных балках) изгибающие моменты могут изменяться в несколько раз, что накладывает существенный отпечаток на напряженно-деформированное состояние рассматриваемой балки. Таким образом, на простом примере мы показали, насколько важно учитывать изменение крутильных жесткостей в балках мостов при образовании в них различного рода трещин.

Выводы и перспективы исследований

Предложен подход к определению крутильных жесткостей железобетонных элементов полого сечения с нормальными трещинами. Этот подход позволяет определять крутильные жесткости железобетонных элементов разной формы. Показано существенное влияние крутильных жесткостей на пространственную работу мостовых балок при действии локальных полосовых нагрузок.

В *перспективе* предложенный подход требует дальнейшего развития и экспериментальной проверки.

**Сравнение изгибающих моментов (кН·м) в ребрах ребристой системы
при изменении крутильных жесткостей отдельных ребер**

Значения жесткостей ребер	$M_{1,max}$		$M_{2,max}$		$M_{3,max}$	
	значение	ε , %	значение	ε , %	значение	ε , %
Все ребра одинакового сечения (базовый вариант)	3,194	0	6,688	0	11,498	0
Первое ребро имеет крутильную жесткость в 2 раза меньше	3,015	6	6,802	1,7	11,540	0,3
Первое ребро имеет крутильную жесткость в 4 раза меньше	2,711	18	6,995	4,5	11,611	1
Второе ребро имеет крутильную жесткость в 4 раза меньше	1,085	294	6,486	3,1	12,978	12,8
Второе и четвертое ребра имеют крутильную жесткость в 4 раза меньше	1,184	269	7,083	5,9	14,729	28,1

Исследователям следует иметь в виду, что проблема определения крутильных жесткостей балочных конструкций мостов при трещинообразовании не менее важна, чем проблема определения их изгибных жесткостей, которой уделялось до настоящего времени значительно большее внимание.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Азізов, Т. Н. Метод стрижневих кінцевих елементів для розрахунку балок-стінок [Текст] / Т. Н. Азізов // Вісник Сумського держ. аграрного ун-ту. – 1998. – Вип. 2. – Суми, 1998. – С. 82-83.
- Азізов, Т. Н. Определение крутильной жесткости железобетонных элементов с трещинами [Текст] / Т. Н. Азізов // Дороги і мости : зб. наук. пр. / ДерждорНДІ. – К., 2007. – Вип. 7, т. 1. – С. 3-8.
- Азізов, Т. Н. Пространственная работа железобетонных перекрытий. Теория и методы расчета [Текст]: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Т. Н. Азізов. – Полтава, 2006. – 406 с.
- Азізов, Т. Н. Залізобетонні балки з підвищеною жорсткістю при крученні [Текст] / Т. Н. Азізов, О. С. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2009 – Вип. 19. – Рівне: Нац. ун-т водного госп-ва та природокористування, 2009. – С. 55-60.
- Айвазов, Р. Л. Сборное панельное перекрытие, опёртое по контуру [Текст] / Р. Л. Айвазов // Пространственная работа железобетонных конструкций: сб. науч. тр. / МИСИ. – М., 1971. – Вып. 90.
- Байков, В. Н. Исследование совместной работы сборных железобетонных элементов в системах плоских и пространственных конструкций [Текст]: дисс. ... докт. техн. наук / В. Н. Байков. – М., 1967.
- Горнов, В. Н. Исследование прочности и жесткости промышленных конструкций жилых домов [Текст] / В. Н. Горнов. – М.: Госстройиздат, 1954. – 240 с.
- Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
- Карпенко, Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами [Текст] / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.
- Папкович, П. Ф. Теория упругости [Текст] / П. Ф. Папкович. – М.: Оборонгиз, 1939.
- Пространственные расчёты мостов [Текст] / Б. Е. Улицкий и др. – М.: Транспорт, 1967. – 404 с

Поступила в редколлегию 09.03.2010.
Принята к печати 14.03.2010.

ТЕОРЕТИКО-МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТРУМЕНТАРИЙ ОЦЕНКИ ЭФФЕКТИВНОСТИ ОРГАНИЗАЦИОННО- ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ПРОЕКТОВ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

У статті виконано структурний аналіз елементів показників ефективності організаційно-технологічних рішень ресурсно-календарних планів проектів будівельної галузі для підготовки якісної бази забезпечення процесів планування і подальшої реалізації проектів.

В статье выполнен структурный анализ элементов показателей эффективности организационно-технологических решений ресурсно-календарных планов проектов строительной отрасли для подготовки качественной базы обеспечения процессов планирования и последующей реализации проектов.

In the article the structural analysis of efficiency indices elements of organization-and-technology solutions of construction project scheduling is executed for preparation of high-quality base of providing the planning processes and subsequent realization of the projects.

Введение

Реализация строительных проектов предполагает выполнение комплекса взаимосвязанных работ представленного в виде сетевой модели [4], работы которой характеризуются продолжительностью и кривой освоения стоимости их выполнения. Окончание работ соответствует срокам свершения событий, т.е. событиям соответствует определенный промежуточный результат.

Моделирование программ и проектов в сетевой форме позволяет наглядно и адекватно отобразить состав и взаимосвязи процессов [1, 4, 5], входящих в проект, оценить важнейшие параметры и компактно представить различные варианты реализации проекта.

Постановка задачи

На стадии подготовки к реализации строительного проекта необходимо уметь оценивать денежные потоки по проекту, на основании которых и базируются основные организационно-технологические и стоимостные показатели объекта исследования, и принимается решение о целесообразности его реализации.

Материалы исследования

Первым шагом в определении эффективности проекта есть определения релевантных денежных потоков [1]. Среди специалистов [2, 3] нет единого мнения относительно формирования денежных потоков для анализа ресурсно-календарного плана как при *ex-post* (на оценке фактических отчетных показателей) так и при

ex-ante (на оценке прогнозных ожидаемых величин) методике. Анализируя разные подходы формирования релевантных денежных потоков при оценке реальных инвестиций и формы финансовой отчетности Украины можно выделить общие правила формирования такого потока.

При анализе строительных проектов большую роль играет не только понятие денежного потока (Θ_{CF}), а также связанное с ним понятие «амортизация», так как, в хозяйственной деятельности факту получения прибыли предшествует возмещение первоначальных капиталовложений (чему соответствует понятие «амортизация»). В случае капитальных вложений, эту функцию выполняют амортизационные отчисления. Выполнение основных требований, предъявляемых к Θ_{CF} реальных инвестиций, при расчёте эффективности проекта на основании принятого показателя оценки проектов, строится на оценке сумм амортизационных отчислений, затрат и прибыли в пределах установленного горизонта реализации проекта. Эта сумма, в самом общем случае, и составит суммарный денежный поток заданного временного периода проекта.

Исходя из выше изложенного, денежный поток строительного проекта в укрупнённой структуре можно представить состоящим из таких элементов, как общие затраты, выручка от реализации проекта, производственные затраты и налоги, которые приводят к единому моменту времени (начальному i или конечному j событию работы (i, j)). Тогда получаем, что денежный поток в период t будет равен [4]:

$$\Theta_{CFt} = \Delta_t \sum_{i=1}^m \Theta_{CFti} + \alpha_t \cdot \chi_t, \quad (1)$$

где t – индекс, соответствующий периоду времени t ; Θ_{CFti} – при $i \leq k$, «входящий» i -й элемент (приток) денежного потока, т.е. такого, который относится к «доходной» части элементов Θ_{CF} ; Θ_{CFti} – при $i > k$, «исходящий» i -й элемент (отток) денежного потока, т.е. такого, который относится к «затратной» части элементов Θ_{CF} ; m – общее количество элементов денежного потока; k – общее количество «входящих» элементов денежного потока; Δ_t – чистая норма прибыли периода t , выраженная в доле от отношения $\Delta_t = 1 - \eta t$; χ_t – чистая норма амортизационных отчислений, выраженная в доле от отношения; α_t – амортизация; n – количество периодов в жизненном цикле инвестиционного проекта.

Каждый элемент периодного денежного потока – Θ_{CFti} находится путем сложения всех соответствующих элементов денежных потоков работ, входящих в период t с учетом фактора времени (срока реализации либо начальных, либо конечных событий по отношению, соответственно, к началу или окончанию периода t). Для однородности приводимых рассуждений положим, что элементы денежных потоков работ, входящих в период t , приводятся к концу периода. Следует заметить, что выбор формы приведения не оказывает влияния на математическую постановку модели, и для случая приведения к началу периода выражения могут быть легко откорректированы.

Все временные параметры сети (Φ , Φ_i , Φ_j , Ψ_{ij} и т.д.) можно рассматривать или как дискретные, или как непрерывные величины. Однако, учитывая то, что возможно получение реальной исходной информации, временные параметры принимаются дискретными, хотя в случае необходимости можно выполнить несложные преобразования и перейти к непрерывному времени.

В свою очередь каждой работе (i, j) сетевой модели проекта (кроме фиктивных работ), соответствует определенный денежный поток – Θ_{CFij} , который обладает финансовыми характеристиками данной работы. Денежные потоки всех работ характеризуют стоимостные показатели всего проекта в целом. Выражение для нахождения Θ_{CFij} напоминает выражение для нахождения Θ_{CFt} , в силу того что Θ_{CFt} является укрупненным вариантом Θ_{CFij} , т.е. структура Θ_{CFij} и Θ_{CFt} одинакова, согласно (1), имеем:

$$\Theta_{CFij} = \Delta_{ij} \cdot \left(\sum_{\eta=1}^k \Theta_{CFij\eta} - \sum_{\eta=k+1}^k \Theta_{CFij\eta} \right) + \alpha_{ij} \cdot \chi_{ij}, \quad (2)$$

где i – номер начального события рассматриваемой работы (i, j) ; j – номер конечного события рассматриваемой работы (i, j) ; Θ_{CFij} – денежный поток рассматриваемой работы (i, j) ; $\Theta_{CFij\eta}$ – при $\eta \leq k$, «входящий» η -й элемент денежного потока, т.е. такого, который относится к «доходной» части элементов Θ_{CF} ; $\Theta_{CFij\eta}$ – при $\eta > k$, «исходящий» η -й элемент денежного потока, т.е. такого, который относится к «затратной» части элементов Θ_{CF} .

В свою очередь, величина элемента денежного потока работы (i, j) $\Theta_{CFij\eta}$ зависит от момента времени, в который производится «срез» рассматриваемой работы для определения $\Theta_{CFij\eta}$. Все основные составляющие Θ_{CFij} , (будь то стоимость трудозатрат, стоимость материалов, заработная плата или прибыль от реализации части проекта и др.) имеют, как правило, линейный равномерно распределенный характер. Линейность составляющих Θ_{CFij} обусловлена тем, что все экономические, бухгалтерские и др. показатели финансовой отчетности, определяемые в пределах одного периода (года, квартала, месяца, недели, дня) определяются сугубо по линейным зависимостям вида

$$\Theta_{CFij\eta} = \vartheta(\Phi), \text{ а уже после этого для сопоставления с аналогичными показателями других работ над ними производят преобразования, выражения которых носят нелинейный характер. Равномерно-распределенный характер составляющих } \Theta_{CFij} \text{ обусловлен тем, что с позиций проектного анализа появление различных компонентов финансовых потоков в пределах отдельно взятого периода (действия, работы) принимается с постоянной интенсивностью. Конечно, в случае рассмотрения работы } (i, j) \text{ в укрупненном виде интенсивность появления различных составляющих } \Theta_{CFij} \text{ носит непостоянный характер, что обусловлено внутренней и внешней средой рассматриваемой работы, ее природой и индивидуальными особенностями. Однако, при рассмотрении работы } (i, j), \text{ как одного из процессов, входящих в комплекс мероприятий по достижению цели инвестиционного проекта, принимается, что в рамках событий } i, j \text{ процесс носит равномерно-распределенный характер. Например, потребление ресурсов, необходимых для выпуска какой-либо продукции, неравномерно даже в течение часа (смены). Это обусловлено и технологическими особенностями ведения работ (предположим, подача конструкции, монтаж конструкции и т.д.), и особенностями конкретного процесса (предположим,$$

транспортировка конструкций с предприятия-изготовителя на строительную площадку для дальнейшего монтажа) и вынужденными простоями и др., но при рассмотрении данной операции в пределах ограниченного отрезка времени Ψ_i , считается, что потребление ресурсов равномерно, выпуск и потребление продукции также считается равномерным (например, шт/дн), и как следствие, прибыль также получается равномерно (например, тыс. грн/мес и т.д.). Исходя из этого, можно заключить, что с позиций проектного анализа и методологии определения эффективности проекта финансовый поток в пределах конкретного действия (i, j) с продолжительностью Ψ_{ij} равномерно распределен на данном отрезке времени, т.е. имеет постоянную интенсивность:

$$I_{ij}^n = \frac{\Theta_{CFij}^n}{\Psi_{ij}} \quad (3)$$

– интенсивность элемента Θ_{CFij} ;

$$I_{ij} = \frac{\Theta_{CFij}}{\Psi_{ij}} \quad (4)$$

– интенсивность Θ_{CF} работы (i, j) .

Таким образом, предполагается, что закон распределения величины $I_{ij}(\tau_{ij})$ во времени: $\tau_{ij}=0, 1, \dots, \Psi_{ij}-1$ (т.е. в течение фиксированной продолжительности Ψ_{ij} выполнения работы) считается известным (как это показано выше). Величина τ_{ij} – промежуточные значения продолжительности работы (i, j) : Ψ_{ij} – принимает целочисленные значения, в силу нашего допущения о дискретности времени.

Тогда приведенный денежный поток работы (i, j) Θ_{CFij} будет иметь вид:

$$\Pi\Theta_{CFij}^H = \sum_{\tau_{ij}=0}^{\Psi_{ij}-1} \frac{I_{ij}}{(1+e_{ij})^{\tau_{ij}}}; \quad (5)$$

$$\Pi\Theta_{CFij}^K = (1+e_{ij})^{\Psi_{ij}} \sum_{\tau_{ij}=0}^{\Psi_{ij}-1} \frac{I_{ij}}{(1+e_{ij})^{\tau_{ij}}}, \quad (6)$$

где $\Pi\Theta_{CFij}^H$ – приведенный к моменту начала работы Θ_{CF} работы (i, j) ; $\Pi\Theta_{CFij}^K$ – приведенный к моменту окончания работы Θ_{CF} процесса (i, j) ; e_{ij} – норма дисконта, соответствующая работе (i, j) ; Ψ_{ij} – продолжительность процесса (i, j) ; τ_{ij} – возможные целочисленные (дискретные) значения величины Ψ_{ij} ; I_{ij} – интенсивность денежного потока в момент τ_{ij} .

Приведенный денежный поток работы (i, j) Θ_{CFij} к конечному событию j , согласно (5), будет иметь вид:

$$\Pi\Theta_{CFij}^j = (1+e_{ij})^{\Phi_j-\Phi_{ij}} \sum_{\tau_{ij}=0}^{\Psi_{ij}-1} \frac{I_{ij}}{(1+e_{ij})^{\tau_{ij}}} \quad (7)$$

к начальному событию i , согласно (6), примет:

$$\Pi\Theta_{CFij}^i = (1+e_{ij})^{\Phi_j-\Phi_{ij}} \sum_{\tau_{ij}=0}^{\Psi_{ij}-1} \frac{I_{ij}}{(1+e_{ij})^{\tau_{ij}}}, \quad (8)$$

где Φ_j – срок свершения события j (конечного события работы (i, j)); Φ_{ij} – момент начала работы (i, j) .

Суммарный денежный поток события j состоит из денежных потоков всех работ, для которых событие j является конечным, приведенных с помощью дисконтирования к моменту Φ_j , учитывая (7) и (8):

$$\Theta_{CFj}((i, j), \Phi) = \sum_{\{j: \Phi_j \leq \Phi\}} (1+e_{ij})^{\Phi_j-\Phi_{ij}} \sum_{\tau_{ij}=0}^{\Psi_{ij}-1} \frac{I_{ij}}{(1+e_{ij})^{\tau_{ij}}}. \quad (9)$$

Суммарный денежный поток события i состоит из денежных потоков всех работ, для которых событие i является начальным, приведенных с помощью приведения к моменту Φ_i , учитывая (7) и (8):

$$\Theta_{CFi}((i, j), \Phi) = \sum_{\{j: \Phi_j \leq \Phi\}} (1+e_{ij})^{\Phi_i-\Phi_{ij}} \sum_{\tau_{ij}=0}^{\Psi_{ij}-1} \frac{I_{ij}}{(1+e_{ij})^{\tau_{ij}}}. \quad (10)$$

Таким образом, все события строительного проекта, представленного в виде сетевой модели, можно охарактеризовать соответствующими им денежными потоками инцидентных им работ, величина которых зависит от срока свершения соответствующего события, где данную зависимость можно описать функцией: $\Theta_{CF}^j = \Theta(\Phi)$. Кроме того, части событий дополнительно сопоставляются денежные поступления $\Theta_{CFi}(\Phi_i, \Phi)$, характеризующие необходимые капитальные вложения в момент времени Φ_i , где Φ_i – срок наступления i -го события, Φ – рассматриваемый момент времени. Самым простым примером $\Theta_{CFi}(\Phi_i, \Phi)$ могут служить начальные инвестиции $\Theta_{CF1}(\Phi_1, \Phi = 0)$, осуществляемые в момент времени $\Phi = 0$ и соответствующие денежному потоку события $i = 1$. Очевидно, что в процессе поиска оптимального решения в случае изменения первоначального срока наступления события i соответствующим образом должен измениться и денежный поток в событии i . Изменению с учетом фактора времени подлежит как часть денежного потока, характеризующая денежными потоками инци-

дентных событий, так и часть денежного потока, представляющая собой капитальные вложения в данный момент времени.

Пусть $\Theta_{CFa}(\Phi_a, \phi)$ – денежный поток в событии a со сроком наступления Φ_a , $\Phi_a < \phi$. В процессе итеративного поиска оптимального решения получаем, что срок свершения события a соответствует оптимальному решению $\Phi_a^{\text{opt}} = \Phi_a + \Delta\phi$. Учитывая то, что денежный поток в событии зависит от времени его наступления, получим оптимальную величину $\Theta_{CFa}^{\text{opt}}$, которая характеризуется моментом времени Φ_a^{opt} .

До изменения времени наступления приведенный поток в событии a составлял:

$$P\Theta_{CFa} = \frac{P\Theta_{CFa}}{(1+e_a)^{\Phi_a}}. \quad (11)$$

В оптимальном варианте приведенный Θ_{CFa} , аналогично с (11) будет равен:

$$P\Theta_{CFa}^{\text{opt}} = \frac{P\Theta_{CFa}}{(1+e_a)^{\Phi_a^{\text{opt}}}} = \frac{P\Theta_{CFa}}{(1+e_a)^{\Phi_a + \Delta\phi}}. \quad (12)$$

Как видно из $P\Theta_{CFa}$ и $P\Theta_{CFa}^{\text{opt}}$ – соответственно, выражения (11) и (12) – значение $\Theta_{CFa}^{\text{opt}}$ составит:

$$\Theta_{CFa}^{\text{opt}} = \frac{\Theta_{CFa}}{(1+e_a)^{\Delta\phi}}. \quad (13)$$

Следовательно, при изменении срока свершения события i на величину $\Delta\phi$, его денежный поток необходимо изменить в $1/(1+e_i)^{\Delta\phi}$ раз. Полученный таким образом денежный поток в событии i будет соответствовать новому управленческому решению по реализации данного события.

Таким образом, можно сформулировать целевую функцию задачи проекта, представленного в сетевой форме, которая максимизирует приведенную стоимость, т.е. на основании выражения (13) имеем:

$$\Xi(\Phi) = \sum_{\substack{\phi=0 \\ \{i: \Phi_i < \phi\}}}^{\Phi} \Theta_{CFi} \times \left(\prod_{i=0}^u (1+e_i)^{\Phi_i} \right)^{-1}, \quad (14)$$

где $\Theta_{CFi} = \Theta_{CFi}(\Phi_i, \phi) + \Theta_{CFi}(i, j, \phi)$ – денежный поток в событии i , состоящий из денежных потоков инцидентных событий и капитальных вложений, осуществляемых в данный момент времени.

Проанализировав структуру целевой функции $\Xi(\Phi)$, можно заключить, что она зависит только от сроков свершения событий (т.е. от

искомого рационального ресурсно-календарного плана), таким образом, временные параметры будут характеризовать рентабельность проекта, которая в рассмотренном случае является мерой эффективности реализации строительного проекта.

Выводы

Для решения оптимальных задач на стадии технико-экономического обоснования проектов предложено установить критерий оптимальности, который математически записывается целевой функцией $\Xi(\Phi)$. В качестве такого критерия в постановке сформулированной задачи выступает максимизация чистой приведенной стоимости выполнения СМР проекта при его реализации. Трудность решения предложенной задачи связана с необходимостью учитывать при решении значительное число ограничений различного характера. Ограничения накладываются как на суммарные объемы капитальных вложений, которые зависят от лимитов фондов и мощности строительных организаций, так и на возможные сроки вложений, определяемые технологией строительного производства. Одновременный учет всех этих ограничений вызывает определенные трудности, связанные как с вычислительной сложностью задач математического программирования, так и с необходимостью получения большого объема различной по содержанию информации. Разработка эффективного алгоритма, который позволил бы решить данный тип задачи, является актуальной проблемой ресурсно-календарного планирования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Антипенко, Е. Ю. Принципы анализа капитальных вложений [Текст] : монография / Е. Ю. Антипенко, В. И. Доненко. – Запорожье: Фазан; Дикое Поле, 2005. – 420 с.
2. Бирман, Г. Экономический анализ инвестиционных проектов [Текст] : [пер. с англ.] / Г. Бирман, С. Шмидт; под ред. Л. П. Белых. – М.: Банки и биржи, ЮНИТИ, 1997. – 631 с.
3. Игошин, Н. В. Инвестиции. Организация управления и финансирование [Текст] : учеб. для вузов / Н. В. Игошин. – М.: Финансы, ЮНИТИ, 2000. – 413 с.
4. Основы сетевого моделирования в строительстве [Текст] / Швец Н. А. и др. – Д.: ПГАСА, 1999. – 62 с.
5. Филлипс, Л. А. Методы анализа сетей [Текст] : [пер. с англ.] / Л. А. Филлипс, А. Гарсиа-Диас. – М.: Мир, 1984. – 490 с.

Поступила в редколлегию 26.03.2010.

Принята к печати 02.04.2010.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВОГО ПЕРЕГРУЖАТЕЛЯ

Розглянуто загальні відомості про металоконструкції мостових перевантажувачів і нормативні навантаження.

Рассмотрены общие сведения о металлоконструкциях мостовых перегружателей и нормативные нагрузки.

The review of metal designs of bridge faucets-unloaders is offered.

В настоящее время в Украине остро встал вопрос гарантийного продолжения сроков эксплуатации мостовых перегружателей. Подавляющее большинство перегружателей эксплуатируется с 1965 г. с гарантированным сроком эксплуатации в 25 лет.

Продление сроков службы мостовых перегружателей с обеспечением надежности за пределом нормативных сроков службы является важной экономической задачей. При продлении срока службы должна обеспечиваться стабильная работа мостовых перегружателей, особенно необходимая в технологическом процессе электрогенерирующих тепловых станций.

Общие сведения

В современных конструкциях перегружателей на металлоконструкцию приходится около 65 %, а на механизмы и электрооборудование соответственно 30 и 5 % общей массы. Основные размеры (пролет, высота, длины консолей, подмостовой габарит и т. п.) перегружателей определяются условиями их эксплуатации.

Металлоконструкция перегружателя состоит из моста и двух опор, одна из которых жесткая, другая – гибкая или шарнирная. Жесткая опора воспринимает и передает на рельсы крановых путей вертикальные реакции, а также реакции от продольных и поперечных горизонтальных нагрузок. Гибкая опора предназначена для того, чтобы воспринимать и передавать на крановые пути вертикальные нагрузки, а также горизонтальные нагрузки, действующие поперек перегружателя. При одинаковой жесткости опор нагрузки, действующие вдоль моста, распределяются между обеими опорами поровну.

Мост представляет собой пространственную конструкцию замкнутого или незамкнутого типа.

Опоры перегружателя в зависимости от типа перегружателя выполняются в виде плоских или пространственных конструкций высотой

15...25 м. Опорные узлы их соединяются стяжками и прикрепляются к балансирам тележек механизма передвижения. Стяжки используют для установки автоматических и ручных противоугольных захватов, а также для расположения на них электрооборудования.

В зависимости от типа грейферной тележки различают металлоконструкции перегружателей: с ездой по низу с грейферной тележкой нормального (опорного) типа, расположенной в пределах внутренних габаритов моста, или подвесного типа, устанавливаемой снаружи моста; с ездой поверху с двухконсольной грейферной тележкой опорного типа или с поворотным грейферным краном; с угловой грейферной тележкой.

По типу конструктивных схем металлоконструкции перегружателей подразделяют на решетчатые, трубчато-балочные, комбинированные и коробчато-балочные.

Основные случаи нагружения

Перегружатели, как правило, входят в состав оборудования, обеспечивающего непрерывный технологический процесс погрузочно-разгрузочных операций, поэтому к ним предъявляются высокие требования с точки зрения прочности и надежности. Механизмы перегружателей рассчитывают с учетом режима работы механизмов. Расчет металлоконструкций производят с учетом режима работы перегружателей в целом.

В соответствии с методикой, разработанной во ВНИИПТМАШе, внешние нагрузки, действующие на мост перегружателя (в нашем случае на перегружатель), определяют для двух состояний: рабочего и нерабочего. При этом под нерабочим понимается такое состояние, когда перегружатель не работает из-за ветра большой силы, сейсмических нагрузок и находится в исправном (рабочем) состоянии. Нагрузки нерабочего состояния могут также дей-

ствовать на перегружатель, когда он находится в ремонте.

Расчет производят, когда на перегружатель в рабочем состоянии действуют нормальные нагрузки (вариант А) и максимальные нагрузки (вариант Б). При нерабочем состоянии рассчитывают перегружатель, когда на него действуют максимальные нагрузки нерабочего состояния (вариант В).

Нагрузки, действующие на металлоконструкции перегружателей, разделяются на постоянные, временные и особые. К постоянным относятся нагрузки, сохраняющие свое значение в течение всего эксплуатационного периода (вес металлоконструкции, предварительное напряжение конструкции). К временным относятся нагрузки, изменяющие свое значение в различные периоды эксплуатации (вес материала в перегрузочных устройствах; нагрузки при передвижении грейферной тележки; нагрузки на обслуживающие площадки от веса людей, ремонтных материалов, деталей; нагрузки при передвижении перегружателя; инерционные и перекосные нагрузки; ветровые нагрузки; вес обледенения конструкций; температурные воздействия; нагрузки, возникающие при перевозке, монтаже или реконструкции). К особым относятся нагрузки, возникающие редко, чаще в аварийных ситуациях (сейсмические воздействия; нагрузки при ударе грейферной тележки или крана о буфер; перекосные нагрузки при аварийном перекосе перегружателя).

Весовые нагрузки металлоконструкций. Масса перегружателя, в том числе и металлоконструкций, в значительной степени зависит от его конструктивной схемы. С применением жесткой системы вместо шарнирной масса перегружателя уменьшается на 14 %, при этом масса металлоконструкций снижается на 26 %.

Для предварительных эскизных подсчетов массу металлоконструкций с достаточной степенью точности можно определять, используя существующие аналогии и графики массы. При этом масса в % по отдельным узлам распределяется так: мост – 80 (70); жесткая опора – 10 (15); гибкая опора – 7 (12); лестницы и площадки – 3. Первые цифры относятся к перегружателям жесткой системы с решетчатой конструкцией, цифры в скобках – к перегружателям трубчато-балочной конструкции.

Более точным является способ подсчета массы с помощью коэффициента

$$\mu = \frac{G}{G_T},$$

где G – действительная масса конструкции; G_T – теоретическая масса конструкции

$$G_T = \sum_{i=1}^n Fl\gamma,$$

где n – число элементов конструкции; F – площадь сечения элемента; l – длина элемента; γ – объемная масса материала.

В этом случае на основании вычисленных усилий подбирают сечения элементов конструкции и рассчитывают их площади.

Фактическая масса конструкции, как правило, несколько (до 5%) превышает проектную в результате замены сортамента, дополнительных технологических деталей и плюсовых допусков на размеры прокатной стали. Это превышение массы при расчете по предельным состояниям учитывается коэффициентом перегрузки n .

Воздействия грейферной тележки. Давление от массы металлоконструкций грейферной тележки, оборудования и груза передается на подтележечный рельс через ходовые колеса.

Динамическое воздействие грейферной тележки (с грузом или без него) на металлоконструкции учитывается динамическим коэффициентом ψ . Так, для металлоконструкций моста и опор $\psi = 1,2$, для металлоконструкций ездовых балок и элементов их креплений к мосту крана $\psi = 1,5$. Приведенные значения динамических коэффициентов распространяются на полную массу грейферной тележки с грузом [1, с. 47].

Горизонтальные продольные нагрузки T , возникающие при передвижении грейферной тележки в период пуска и торможения, принимаются равными 0,1 суммы давления P всех ее ходовых колес и приложены на уровне головки подтележечных рельсов.

Горизонтальные поперечные нагрузки H , возникающие вследствие конусности поверхностей ходовых колес грейферной тележки, исчисляются как 0,1 величины давления P на колесо и приложены на уровне головки подтележечных рельсов.

В результате ударов ходовых колес о выступающие части подтележечных рельсов на стыках, неплотного закрепления рельсов, а также боковой инерции тележки при больших скоростях передвижения возникают боковые силы (боковые удары). Величины этих сил принимаются равными 0,1 вертикального давления на ходовое колесо. Эти силы приложены поперек рельса на уровне его головки.

Нагрузки, возникающие при передвижении перегружателя. При передвижении перегружателя в периоды пуска и торможения, а также вследствие толчков и ударов возникают инерционные силы

$$H_i = \frac{(G_M + G_O + G_T)\vartheta_n}{gt_T},$$

где G_M – вес металлоконструкций; G_O – вес оборудования; G_T – вес тележки; ϑ_n – установленная номинальная скорость передвижения перегружателя; t_T – время разгона (торможения) перегружателя.

Инерционные силы от веса металлоконструкций и оборудования приложены в центрах тяжести соответствующих узлов, а от веса грейферной тележки – на уровне головки рельсов подтележечных путей.

Подкрановые пути обычно имеют неровности, перепады в стыках, уклоны и другие дефекты, вызывающие вертикальные динамические воздействия от весовых нагрузок. Подобные дополнительные нагрузки от веса металлоконструкций, оборудования и грейферной тележки учитываются коэффициентом толчков k_T .

Во время движения перегружателя одна из опор стремится опередить другую, вызывая тем самым перекося конструкции. Для ориентировочных расчетов перекося нагрузка H_S , действующая на металлоконструкцию, может быть принята равной 5...20 кг на тонну веса перегружателя в зависимости от конструктивной схемы, пролета, высоты, жесткости опор, качества укладки подкрановых путей и состояния узлов механизмов передвижения (балансиров, ходовых колес и т.п.)

Воздействие перекосящих нагрузок принято учитывать смещением одной опоры относительно другой. Перекосящая деформация в рабочем состоянии принимается равной 0,3...0,8 % величины пролета. Металлоконструкции рассчитывают при максимальной перекосящей деформации (при пролете 76,2 м она составляет 600 мм).

Ветровые нагрузки. При расчете металлоконструкций перегружателей нормативная ветровая нагрузка принимается равномерно распределенной. Наветренную площадь элементов перегружателя можно определить как произведение теоретической площади и коэффициента заполнения. При этом теоретическую площадь вычисляют по осевым геометрическим размерам, а коэффициент заполнения принимают равным 0,4...0,6 для решетчатых конструкций и 1 – для сплошностенчатых.

Ветровые нагрузки, действующие на перегружатель, существенно влияют на общее сопротивление передвижению перегружателя и тележки, распределение давлений на ходовые колеса перегружателя и элементы металлоконструкций, устойчивость перегружателя, а также

на число и мощность противоугонных устройств.

Воздействие ветра на конструкции перегружателей учитывается при расчете механизмов передвижения перегружателя и тележки, механизма поворота стрелового крана у перегружателей с ездой по верху, устойчивости перегружателя, а также при расчете и конструировании устройств, предотвращающих угон перегружателя ветром большой силы, при расчете металлоконструкций перегружателя и расчете на прочность деталей механизма передвижения (колес, осей и др.).

Ветровая нагрузка на краны (перегружатели) создается давлением ветра на наветренную площадь перегружателя, тележки и груза (грейфера) и зависит от наветренной площади, скорости ветра, пульсации этой скорости и формы сечения элементов крана, обтекаемых воздухом.

Скорость ветра изменяется во времени и характеризуется определенным рассеиванием (дисперсией) относительно своего среднего значения. Соответственно этому давление ветра (ветровой напор) можно представить в виде двух составляющих: постоянной составляющей q_0 , величина которой практически не изменяется в течение некоторого промежутка времени, и случайной, переменной составляющей, значение которой определяется пульсацией, порывами ветра за это же время.

Порывы ветра, т.е. быстрое изменение скорости ветра во времени, создают определенные динамические нагрузки на элементы конструкции перегружателя. Ветровая нагрузка, действующая на элементы перегружателя при одной и той же скорости ветра, зависит от формы сечения этих элементов, их аэродинамического сопротивления: чем более обтекаемую форму имеет сечение элемента, тем меньше нагрузка. ГОСТ 1451-65 «Краны подъемные. Нагрузка ветровая» учитывает все основные факторы, определяющие ветровые нагрузки.

Распределенная ветровая нагрузка ω на наветренную поверхность конструкции крана в кН/м^2

$$\omega = q_0 n c \gamma \beta,$$

где q_0 – скоростной напор ветра на высоте до 10 м над поверхностью земли в кгс/м^2 ; n – поправочный коэффициент на возрастание скоростного напора в зависимости от высоты над поверхностью земли (воды); c – аэродинамический коэффициент; γ – коэффициент перегрузки; β – коэффициент, учитывающий динамическое воздействие, вызываемое пульсациями скоростного напора ветра.

При малых и средних скоростях и скоростном напоре перегружатель должен (может) работать, преодолевая сопротивление ветра; при ветре большой силы перегружатель должен быть остановлен и застопорен, т.к. значительные ветровые нагрузки создают опасность угона или опрокидывания перегружателя.

Принято различать ветровые нагрузки рабочего состояния (рабочих ситуаций) и ветровые нагрузки нерабочего состояния (нерабочих ситуаций). При этом имеются в виду только нерабочие ситуации, создаваемые действием ветра большой силы, в то время как перегружатель находится в рабочем состоянии (кроме ситуации действия ветра большой силы на перегружатель, находящийся в ремонте).

Поправочный коэффициент n на возрастание скоростного напора ветра зависит от высоты элементов или зоны крана над поверхностью земли.

Аэродинамический коэффициент c подробно регламентируется ГОСТом 1451-65. Значения его находятся в пределах 0,35...2,6.

По отношению к поверхности земли (нулевой отметке) перегружатели могут быть установлены различно: на поверхности земли или на отметке, близкой к нулевой (перегружатели, работающие на теплостанциях); на эстакадах или других сооружениях, поднятых над уровнем земли, (рудные перегружатели, перегружатели морских портов). В последнем случае, при определении скоростного напора ветра, на уровне головки рельса необходимо учитывать зависимость этого напора от высоты над уровнем земли (воды).

Значения коэффициента перегрузки γ зависят от метода расчета крановых конструкций. Так, при расчете по методу предельных состояний $\gamma = 1,1$; при расчете по методу допускаемых напряжений $\gamma = 1,0$.

Ветровая нагрузка на i -й элемент конструкции перегружателя:

$$W_n = \omega_i F_i,$$

где ω_i – распределенная ветровая нагрузка на 1 м^2 i -го элемента; F_i – расчетная наветренная площадь i -го элемента.

Ветровая нагрузка, действующая на перегружатель (кран):

$$W_n = \sum_{i=1}^n \omega_{si} F_i,$$

где n – число элементов перегружателя, находящихся под воздействием ветровой нагрузки.

Температурные нагрузки. Воздействие колебаний температуры принимается одинаковым

для всех частей металлоконструкций независимо от их географической ориентации при температурном перепаде 70°C и коэффициенте линейного расширения $\alpha_t = 0,000012$. Температурные нагрузки учитываются только для систем, статически неопределимых (рамных схем).

Выводы

Практика показала, что наиболее часто выходящим из строя элементом мостового перегружателя является подтележечная балка (особенно балки кранов, находящихся за пределами гарантийных сроков эксплуатации).

Современные методы математического моделирования крановых конструкций с использованием различных программных продуктов, таких как: Structure CAD, Лира, Robot, ANSYS и т.д. позволяют создать модель системы «крановая тележка – подкрановая балка» с учетом всех вышеизложенных нормативных нагрузок, а также с учетом влияния таких факторов, влияющих на долговечность, как коррозия, усталость металла и т.п.

Данная модель, выполненная с применением программно-вычислительного комплекса SCAD for WINDOWS, позволяет определить точное напряженно-деформированное состояние, максимально приближенное к реальному, что, в свою очередь, позволит выдать практические рекомендации по наиболее рациональному методу усиления подкрановых балок.

Подробное описание модели системы, особенности моделирования, полученные усилия и напряжения в элементах модели, а также экспериментальная проверка полученных данных будет изложена в последующих публикациях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Беглов, Б. В. Мостовые перегружатели [Текст] / Б. В. Беглов, П. И. Кох, В. Н. Онищенко, Д. П. Окулов. – М.: Машиностроение, 1974. – 224 с.
2. Мельников, Н. П. Металлические конструкции [Текст] / Н. П. Мельников. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.
3. Гохберг, М. М. Справочник по кранам [Текст]: в 2 т. / М. М. Гохберг. – Л.: Машиностроение, 1988.
4. Нормы проектирования стальных конструкций мостовых перегружателей и козловых кранов большой грузоподъемности [Текст] : РТМ 24.090.62-80.

Поступила в редколлегию 23.04.2010.

Принята к печати 26.04.2010.

ВПЛИВ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТРАНСФОРМАЦІЇ РУСЛОВОЇ ВИТРАТИ НА МАКСИМАЛЬНУ ТА ЗАЛИШКОВУ ВЕЛИЧИНУ ЗАГАЛЬНОГО РОЗМИВУ

В статті представлено теоретичні дослідження впливу характеристик трансформації руслової витрати на максимальну та залишкову величину загального розмиву. В математичну модель загального розмиву характеристика трансформації руслової витрати записується з узагальненим показником степеня. В зв'язку з цим постає питання про необхідність удосконалення методики аналітичного визначення залишкового розмиву в системі багаторічного прогнозування розмиву на мостових переходах.

В статье представлены теоретические исследования влияния характеристик трансформации руслового расхода на максимальную и остаточную величину общего размыва. В математическую модель общего размыва характеристика трансформации руслового расхода записывается с обобщенным показателем степени. В связи с этим появляется вопрос о необходимости усовершенствования методики аналитического определения остаточного размыва в системе многолетнего прогнозирования размыва на мостовых переходах.

In the article the theoretical research of influence of transformation features of river-bed expense on the maximal and remaining value of general washout is presented. In the mathematical model of general washout the transformation feature of river-bed expense is written down with the generalized power. In this context, an issue about the necessity of improvement of method for analytical determination of the remaining washout in the system of long-term forecast of washout on bridge transitions appears.

Проектування мостових переходів вже з середини 80-х років минулого століття передбачає довгострокове прогнозування загального розмиву під мостами за багаторічний період [1], що знайшло своє відображення і в українських ДБН «Мости і труби. Норми проектування». Але його широке впровадження загальмовується відсутністю теоретичного обґрунтування деяких принципів, зокрема способу визначення залишкового розмиву від попередніх паводків. Проблема полягає в наступному.

Гідрологічний режим ріки й гідроморфологічні параметри її русла являють собою систему, що може підсилювати або послабляти інтенсивність загальних руслових деформацій у зоні впливу мостових переходів. Однак головним фактором розвитку загального розмиву є величина й характер трансформації руслової витрати, обумовлена стисненням ріки підходами до моста. Загальний розмив під мостом залежить як від абсолютної величини коефіцієнта трансформації руслової витрати, так і від характеру його зміни в границях зони стиснення. Тому варто встановити зв'язок між величиною загального розмиву під мостом і різними характеристиками трансформації руслової витрати.

З цією метою формула для визначення характеристики трансформації руслової витрати [2]

записується з узагальненим показником степеня

$$\beta = \frac{1}{\left(1 - \frac{l}{R}\right)^n}, \quad (1)$$

де l – відстань від початку стиснення; R – параметр центральної струмини, який становить

$$R = \frac{\beta_m \cdot l_c}{\beta_m - 1}, \quad (2)$$

де β_m – коефіцієнт стиснення потоку під мостом; l_c – довжина зони стиснення.

Якщо врахувати (2) в (1), матимемо

$$\beta = \frac{1}{\left(1 - \frac{l}{l_c} \cdot b\right)^n}, \quad (3)$$

де $b = 1 - \frac{1}{\beta_m^n}$.

Для перевірки зроблених перетворень розглядаються граничні умови:

коли $l = 0$, маємо $\beta_m = 1$ – початок зони стиснення;

коли $l = l_c$, маємо $\beta_m = \beta_m$ – під мостом.

Надаючи показнику степеня різні значення від 0,1 до 1,3, одержимо різні характеристики трансформації руслової витрати, які наведені на рис. 1.

Як свідчать теоретичні дослідження, при невеликому стисненні (рис. 1), тобто в момент залишкового розмиву, характеристики трансформації руслової витрати змінюється практично за лінійним законом. Для залишкового

розмиву ця витрата повинна бути щонайменшою з можливих, тобто не менше допустимої похибки її гідрометричного визначення в натурних умовах, яка за даними О. А. Лучшевої [3] становить 2 %. Таким чином, найменша витрата заплавного потоку, яку можна заміряти, дорівнює двом відсоткам витрати руслового потоку в брівках, який на цей момент дорівнює загальній витраті ріки $0,02 \cdot Q_{p.б.} = Q$.

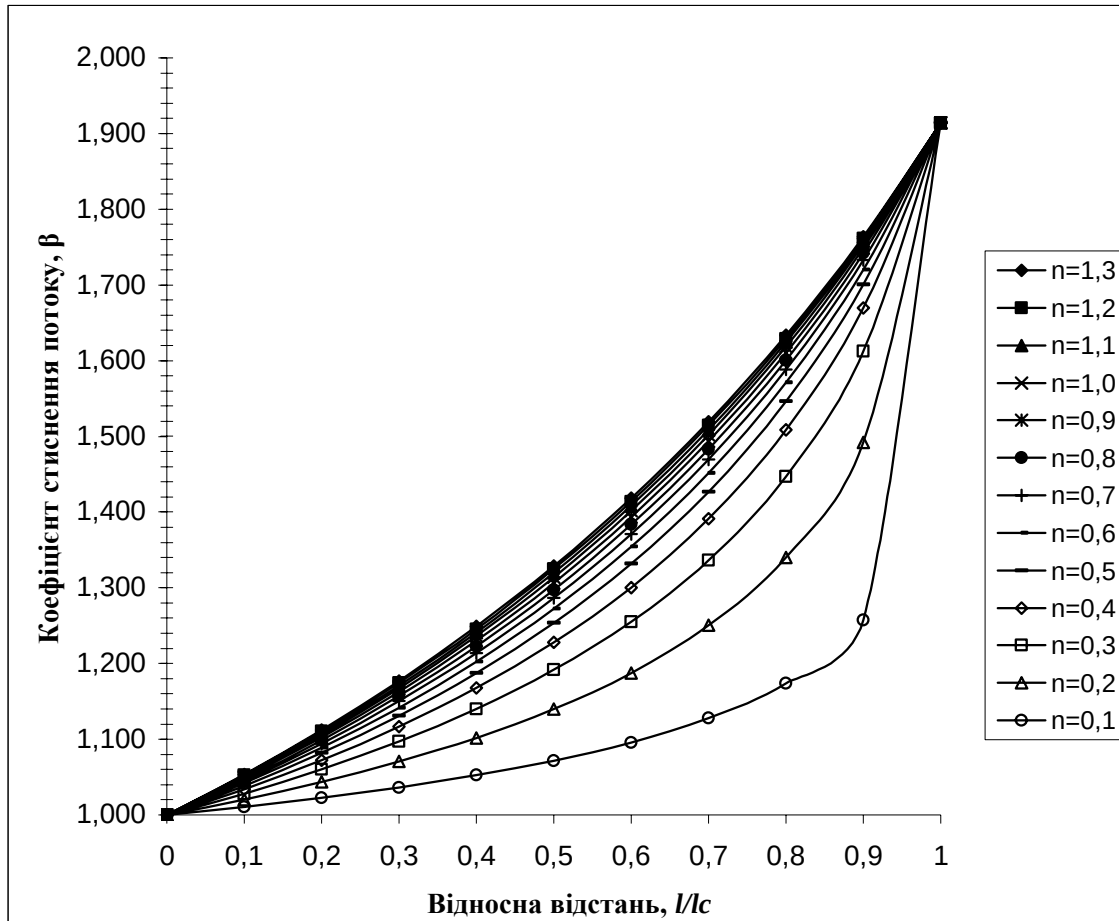


Рис. 1. Узагальнені характеристики трансформації руслової витрати

Для одержання змістовних результатів, що відбивають сутність впливу різних умов формування змінного уздовж шляху руслової витрати на величину загального розмиву під мостом, досить обмежитися аналізом його верхньої границі. У зв'язку із цим виникає необхідність в одержанні аналітичного виразу для верхньої межі загального розмиву, що враховує різні характеристики трансформації руслової витрати.

Математична модель для рішення поставленого завдання має вигляд:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial G}{\partial l} - B \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \text{ — рівняння балансу наносів;} \\ G = A_{\partial} \cdot B \cdot V^m \text{ — транспортуюча спроможність} \\ \text{потоку;} \\ Q = B \cdot h \cdot V \text{ — рівняння нерозривності потоку;} \\ \beta_p = \left(1 - \frac{l}{l_c} \right)^{-n} \text{ — характеристика трансформації} \\ \text{руслової витрати.} \end{array} \right. \quad (4)$$

Початкові умови задаються у вигляді $h = h_{pn}$.

Перехід від змінної l до змінної β здійснюється за правилом:

$$\frac{\partial G}{\partial l} = \frac{\partial G}{\partial \beta} \cdot \frac{d\beta}{dl}. \quad (5)$$

Похідна $\frac{d\beta}{dl}$ буде такою:

$$\frac{d\beta}{dl} = -\frac{n}{\left(1 - \frac{l}{l_c} \cdot b\right)^{n+1}} \cdot \left(-\frac{b}{l_c}\right). \quad (6)$$

Якщо показник степені $n+1$ помножити і поділити на n , то вираз похідної буде

$$\frac{d\beta}{dl} = \frac{n \cdot b}{l_c} \cdot \beta^{1+\frac{1}{n}}. \quad (7)$$

З урахуванням отриманої похідної $\frac{d\beta}{dl}$ похідна $\frac{\partial G}{\partial l}$ записується таким чином:

$$\begin{aligned} \frac{\partial G}{\partial l} = & \frac{n \cdot b}{l_c} \cdot \beta^{1+\frac{1}{n}} \cdot \left(\frac{4\beta^3}{B_p^3 \cdot h^4} - \frac{3\beta^4}{B_p^3 \cdot h^4} \times \right. \\ & \left. \times \frac{dB_p}{d\beta} - \frac{4\beta^4}{B_p^3 \cdot h^5} \frac{dh}{d\beta} \right) \cdot A \cdot Q_{pn}^4. \end{aligned} \quad (8)$$

Після підстановки рівняння балансу наносів матимемо квазілінійне рівняння загального розмиву:

$$\begin{aligned} & \frac{4 \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot n \cdot b \cdot \beta^{5+\frac{1}{n}}}{l_c \cdot B_p^3 \cdot h^5} \cdot \frac{dh}{d\beta} + B_p \frac{dh}{dl} = \\ & = \frac{4 \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot n \cdot b \cdot \beta^{4+\frac{1}{n}}}{l_c \cdot B_p^3 \cdot h^4} - \frac{3 \cdot A \cdot Q_{pn}^4}{l_c \cdot B_p^4 \cdot h^4} \times \\ & \times n \cdot b \cdot \beta^{5+\frac{1}{n}} \cdot \frac{dB_p}{d\beta}. \end{aligned} \quad (9)$$

В теорії диференціальних рівнянь з частинними похідними доводиться, що квазілінійному рівнянню з двома незалежними змінними відповідає система з двох звичайних диференціальних рівнянь, яка в симетричній формі набуває виду:

$$\frac{d\beta}{\frac{4 \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot n \cdot b \cdot \beta^{5+\frac{1}{n}}}{l_c \cdot B_p^3 \cdot h^5}} = \frac{dt}{B_p} =$$

$$\begin{aligned} & = \frac{dh}{\frac{4 \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot n \cdot b \cdot \beta^{4+\frac{1}{n}}}{l_c \cdot B_p^3 \cdot h^4}} - \\ & - \frac{dh}{\frac{3 \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot n \cdot b \cdot \beta^{5+\frac{1}{n}}}{l_c \cdot B_p^4 \cdot h^4}}. \end{aligned} \quad (10)$$

Складові елементи системи (10) являють собою відношення диференціалів незалежних змінних до коефіцієнтів при відповідних похідних розшукуваної функції. Для складання двох звичайних рівнянь треба згуртувати їх попарно в будь-якому порядку. Таких комбінацій, що не повторюють самих себе, може бути тільки три. Наприклад, перше з другим, перше з третім і третє з другим. З метою отримання загального рішення квазілінійного рівняння немає потреби розв'язувати їх всі три. Досить розв'язати будь-які два. Вибір цих рівнянь залежить від складності їх рішення і пов'язаних з цим ускладнень, що виникають при врахуванні початкових умов.

Перше звичайне диференціальне рівняння утворюється внаслідок комбінації крайніх членів системи (10):

$$\begin{aligned} & \frac{4 \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot n \cdot b \cdot \beta^{5+\frac{1}{n}}}{l_c \cdot B_p^3 \cdot h^5} \cdot dh = \\ & = \frac{4 \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot n \cdot b \cdot \beta^{4+\frac{1}{n}}}{l_c \cdot B_p^3 \cdot h^4} d\beta - \\ & = \frac{3 \cdot A \cdot Q_{pn}^4 \cdot n \cdot b \cdot \beta^{5+\frac{1}{n}}}{l_c \cdot B_p^4 \cdot h^4} \cdot \frac{dB_p}{d\beta} \cdot d\beta. \end{aligned} \quad (11)$$

Після зведення подібних членів, рівняння (11) набувають виду звичайного з відокремленими змінними:

$$\frac{dh}{h} = \frac{d\beta}{\beta} - \frac{3}{4} \frac{dB_p}{B_p}. \quad (12)$$

Проінтегрувавши ліву і праву частини, отримуємо його загальне рішення:

$$B_p^{\frac{3}{4}} \cdot \frac{h}{\beta} = \psi_1. \quad (13)$$

Друге рівняння доцільно утворити, поєднавши перший і другий члени системи (10):

$$\frac{4 \cdot A \cdot Q_{\text{pn}}^4 \cdot n \cdot b \cdot \beta^{\frac{5+1}{n}}}{l_c \cdot B_p^4 \cdot h^5} \cdot dt = d\beta. \quad (14)$$

Проінтегрувавши ліву і праву частину рівняння

$$\frac{4 \cdot A \cdot n \cdot b}{l_c \cdot B_p^4 \cdot h^5} \cdot \int Q_{\text{pn}}^4 dt = \int \frac{d\beta}{\beta^{\frac{5+1}{n}}}, \quad (15)$$

розв'язок якого становить:

$$\frac{4 \cdot A \cdot n \cdot b \cdot \Gamma}{l_c \cdot B_p^4 \cdot h^5} + \frac{1}{\left(4 + \frac{1}{n}\right) \cdot \beta^{\frac{4+1}{n}}} = \psi_2, \quad (16)$$

де $\Gamma = \int Q_{\text{pn}}^4 dt$ – інтегральна функція гідрографу. У виразах (13) і (16) ψ_1 та ψ_2 – сталі інтегрування.

На відміну від звичайних диференціальних рівнянь, для яких загальне рішення повністю визначається невідомою сталою величиною, загальне рішення диференціальних рівнянь з частинними похідними являє собою невизначену функцію Φ від інтегралів (10) і (13). Таким чином, загальне рішення квазілінійного рівняння (7) становить:

$$\Phi \left(B_p^{\frac{3}{4}} \cdot \frac{h}{\beta}, \frac{4 \cdot A \cdot n \cdot b \cdot \Gamma}{l_c \cdot B_p^4 \cdot h^5} + \frac{1}{\left(4 + \frac{1}{n}\right) \cdot \beta^{\frac{4+1}{n}}} \right) = 0.$$

Вид функції Φ визначається шляхом врахування початкових умов, тобто розв'язання задачі Коші.

Для здобуття частинного рішення, треба інтегри (13) і (16) записати стосовно початкового моменту $t_0 = 0$. Тобто всім членам, явно залежним від часу t , надати значення, які вони повинні мати в початковий момент. Такою величиною є тільки природна руслова витрата води Q_{pn} . Тому в початковий момент розвитку руслових деформацій інтегральна функція гідрографу $\Gamma = \int Q_{\text{pn}}^m dt = 0$. Інтеграл (13) залишається без змін, а інтеграл (16) позбувається другої складової:

$$B_p^{\frac{3}{4}} \cdot \frac{h}{\beta} = \bar{\psi}_1; \quad (17)$$

$$\frac{1}{\left(4 + \frac{1}{n}\right) \cdot \beta^{\frac{4+1}{n}}} = \bar{\psi}_2. \quad (18)$$

Визначивши з останніх виразів функцію h та аргумент β , матимемо їх явні залежності від інтегралів $\bar{\psi}_1$ та $\bar{\psi}_2$:

$$h = \frac{1}{B_p^{\frac{3}{4}}} \cdot \bar{\psi}_1 \cdot \beta; \quad (19)$$

$$\beta = \left[\frac{1}{\left(4 + \frac{1}{n}\right) \cdot \bar{\psi}_2} \right]^{\frac{1}{4+\frac{1}{n}}}. \quad (20)$$

Тепер, якщо підставити (19) у початкові умови $h = h_{\text{pn}}$, отримаємо:

$$h_{\text{pn}} = \frac{1}{B_p^{\frac{3}{4}}} \cdot \bar{\psi}_1 \cdot \left[\frac{1}{\left(4 + \frac{1}{n}\right) \cdot \bar{\psi}_2} \right]^{\frac{1}{4+\frac{1}{n}}} \quad (21)$$

Підставимо (17) і (18) у вираз (21), отримаємо:

$$h_{\text{pn}} = \frac{h}{\beta} \cdot \left[\frac{1}{\frac{1}{\beta^{\frac{4+1}{n}}} + \frac{4 \cdot \left(4 + \frac{1}{n}\right) \cdot A \cdot b \cdot \Gamma}{l_c \cdot B_p^4 \cdot h^5}} \right]^{\frac{1}{4+\frac{1}{n}}}. \quad (22)$$

Виконавши звичайні алгебраїчні перетворення, отримуємо:

$$h = h_{\text{pn}} \cdot \beta \cdot \left[\frac{1}{\beta^{\frac{4+1}{n}}} + \frac{4 \cdot \left(4 + \frac{1}{n}\right) \cdot A \cdot b \cdot \Gamma}{l_c \cdot B_p^4 \cdot h^5} \right]^{\frac{1}{4+\frac{1}{n}}}.$$

Тоді основна розрахункова залежність набуває такого виду:

$$h = h_{\text{pn}} \cdot \left[1 + \frac{4 \cdot \left(4 + \frac{1}{n}\right) \cdot A \cdot b \cdot \Gamma \cdot \beta^{\frac{4+1}{n}}}{l_c \cdot B_p^4 \cdot h^5} \right]^{\frac{1}{4+\frac{1}{n}}}. \quad (23)$$

Якщо треба визначити глибину загального розмиву тільки під мостом, одержуємо таку залежність:

$$h = h_{\text{рп}} \left[1 + \frac{4 \cdot \left(4 + \frac{1}{n} \right) \cdot A \cdot b \cdot \Gamma \cdot \beta_m^4 \cdot \left(\beta_m^{\frac{1}{n}} - 1 \right)}{l_c \cdot B_p^4 \cdot h^5} \right]^{\frac{1}{4 + \frac{1}{n}}} \quad (24)$$

Дослідження залежності глибини, що відповідає загальному розмиву, від параметра n , що

визначає характеристику трансформації руслової витрати, виконано за допомогою аналітичної формули (24) для мостового переходу через річку Ольшанка. Вихідними даними були: морфологічні характеристики р. Ольшанка, ряди спостережень, криві витрат, водомірні графіки. Для визначення глибини в розмитому руслі (24) були побудовані гідрограф руслової та загальної витрати 1 % забезпеченості та інтегральна функція гідрографа 1 % забезпеченості. Графічне зображення результатів дослідження показано на рис. 2.

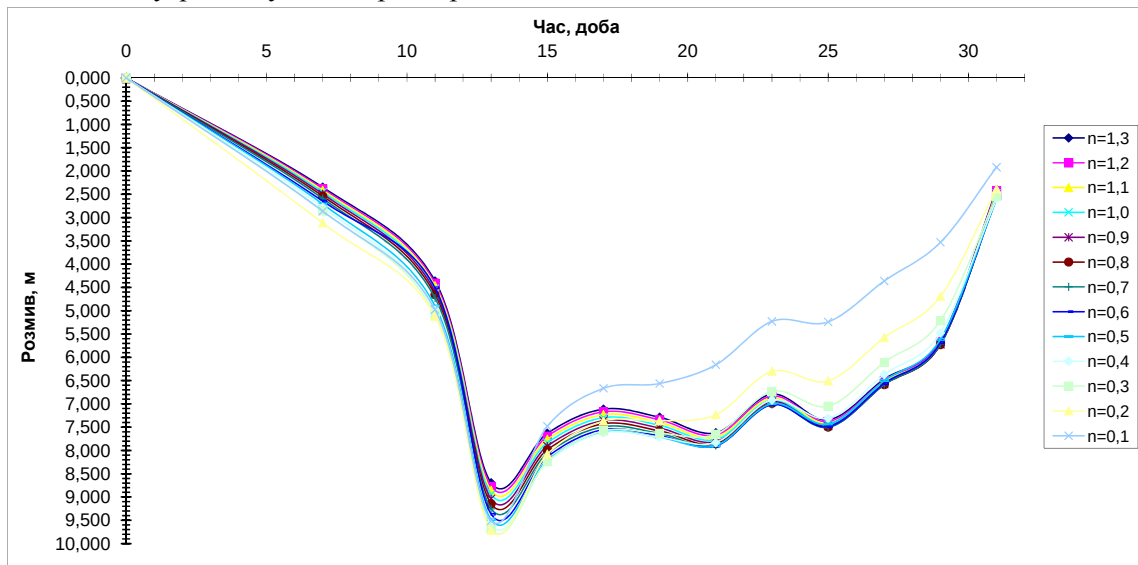


Рис. 2. Залежність загального розмиву від характеру трансформації загальної витрати

Висновки

1. Витрата потоку для залишкового розмиву повинна бути щонайменшою з можливих, тобто не менше допустимої похибки її гідрометричного визначення в натурі і приймається рівною $0,02Q_p$.

2. Коефіцієнт стиснення потоку під мостом β_m при залишковому розмиві практично лінійно зменшується до 1,0 на початку зони стиснення.

3. Значення величини загального розмиву зростають зі збільшенням показника степеня n в характеристиці трансформації руслової витрати.

4. Характеристика руслової витрати з показником степеня $n = 0,1$ виходить за межі теоретичної області існування коефіцієнтів n , і в подальшому може бути виключена з аналізу.

5. При зміні показника степеня n від $n = 0,4$ до $n = 1,3$ графіки, що показують глибину в розмитому руслі під час проходження паводка, майже накладаються один на одного. Це свідчить про те, що величина загального роз-

миву на мостових переходах не залежить від характеру трансформації руслової витрати.

6. Отримані результати дозволяють здійснити аналітичну реалізацію математичної моделі загального розмиву багаторічного прогнозу руслових деформацій на мостових переходах.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.05.03.-84 (Мосты и трубы) [Текст]. – М.: ЦИТП Госстроя СРСР, 1985. – 199 с.
2. Андреев, О. В. Проектирование мостовых переходов [Текст] / О. В. Андреев. – М.: Транспорт, 1980. – 215 с.
3. Лучшева, А. А. Практическая гидрометрия [Текст] / А. А. Лучшева. – Л.: Гидрометеиздат, 1972. – 380 с.
4. Срибный, М. Ф. Нормы сопротивления движению естественных водотоков и расчет отверстий больших мостов [Текст] / М. Ф. Срибный. – М.-Л.: Госстройиздат, 1932. – 148 с.

Надійшла до редколегії 02.04.2010.

Прийнята до друку 10.04.2010.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ФАСАДНЫХ БАЛКАХ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Пропонується порядок розрахунку температурних полів та напружень фасадних балок мостових конструкцій на основі даних реальних вимірів розподілу температури.

Предлагается порядок расчета температурных полей и напряжений в фасадных балках мостовых конструкций на основании данных реальных замеров распределения температуры.

The order of computation of the temperature fields and tensions in the facade beams of bridge constructions on the basis of data of the real measurements of temperature distribution is offered.

При изучении напряженно-деформированного состояния элементов мостов, работающих в условиях одновременного воздействия комплекса нагрузок, представляет интерес определение величины температурных деформаций в элементах пролетных строений. Мосты и путепроводы во время эксплуатации подвергаются переменным климатическим воздействиям, а во время устройства покрытий из горячих асфальтобетонных смесей – значительным тепловым нагрузкам.

ДБН В.2.3-14:2006 регламентируют учет нормативного температурного воздействия при расчетах перемещений в мостах всех систем, температурные климатические воздействия введены в сочетания нагрузок (п. 2.1). Нормы предусматривают применение таких расчетных схем и предпосылок расчетов, которые должны отображать реальные условия работы конструкций при строительстве и эксплуатации (п. 1.55). Температуру элементов сложного поперечного сечения по нормам при этом рекомендуется определять как средневзвешенную для отдельных элементов (стенок, полок и др.). Средняя по сечению нормативная температура элементов или их частей должна определяться в зависимости от температуры окружающей среды.

При решении задач по определению температурных градиентов и соответствующих деформаций в таких конструкциях с использованием современного программного обеспечения, основанного на методе конечных элементов, необходимо задавать начальные условия в виде распределения температуры по объему конструкции. При этом в отечественных нормах отсутствуют четкие рекомендаций относительно значений «температуры окружающей среды» и, соответственно, «средней по сечению норма-

тивной температуры элементов и их частей». Также отсутствуют данные температурного мониторинга разных по материалу и очертанию мостовых конструкций, работающих в различных климатических условиях на территории Украины. Все это, а также дефицит лицензионного программного обеспечения у проектировщиков сдерживает решение задач по определению температурной составляющей напряженно-деформированного состояния мостовых конструкций.

В развитых странах оснащение мостов контрольно-измерительными тепловыми приборами (температурный мониторинг) началось примерно с 1965 г. [1]. В 1980 г. Европейским комитетом по бетону была образована специальная группа по исследованию температурных эффектов – «Thermal Effects». В ходе многолетних исследований, проводившихся в нескольких странах, было установлено, что изменения «эффективных температур» мостов соответствуют изменениям среднемесячной температуры воздуха и что температурные реакции конструкции моста не являются линейными, а имеют сложный характер. Поэтому проектные решения, которые используют предположения о линейном поведении конструкции, могут привести к ошибкам. В нормах AASHTO регламентированы граничные значения расчетных температур для металлических, бетонных и деревянных элементов мостов для условий умеренного и холодного климата. При проектировании сооружений по этим нормам принимают также распределение температуры по сечению элементов пролетных строений с учетом позитивных и негативных градиентов, которые также задаются нормами [2, 3]. В зарубежных нормах рассматриваются суточные и сезонные колебания температуры, учитывается нелиней-

ный характер распределения температуры по глубине конструкции и вторичные температурные деформации вдоль пролета балок разрезной и неразрезной систем.

В то же время, данные некоторых наблюдений за изменением температуры в мостовых балках [4] показали расхождение реально замеренных температур (значения от минус 38 °С до 40 °С) от расчетных по AASHTO (от минус 18 °С до 27 °С). Наблюдения за температурными градиентами в пролетном строении моста и за деформациями в сечении конструкции пролетного строения моста [5] показали четкую корреляционную зависимость деформаций от изменений температуры.

В Рекомендациях [6] рассмотрены напряжения от неравномерного по сечению распределения температуры в статически определимых балочных сталежелезобетонных пролетных строениях и сформулирована методика определения исходных данных для расчета деформаций и дополнительных усилий в мостовых конструкциях от неравномерного распределения температуры в их элементах. При расчете пролетных строений выделено 9 расчетных случаев, в том числе:

I – суточный ход температуры воздуха в сочетании с воздействием солнечной радиации на вертикальную поверхность;

II – резкое понижение температуры воздуха;

III – суточный ход температуры воздуха в сочетании с воздействием солнечной радиации на горизонтальную поверхность;

IV – резкое повышение температуры воздуха. При этом для отдельных элементов сечения может быть учтен нагрев солнцем;

VIII – годовые (межсезонные) колебания температуры воздуха с учетом действия солнечной радиации; ЕС – особые тепловые воздействия (например, теплотрассы, проходящие внутри коробчатых пролетных строений) и др.

Для оценки характера распределения температуры в конструкциях железобетонных пролетных строений мостов и для определения соответствующих граничных условий в ХНАДУ проводились экспериментальные исследования на некоторых сооружениях. При этом использовались приборы FLUKE Ti20 (тепловизор) и FLUKE 68 – бесконтактный измеритель температуры. Возможности тепловизора позволили получать картины температур любых поверхностей, дефектных зон в дневные, а также в ночные часы. При наличии дефектов в конструкции вследствие разницы температур смежных зон фиксируется характерная картина теп-

лового поля. Компьютерная обработка результатов измерений позволяет определять температуру любой точки снимка, т.е. дать предварительную оценку градиентам температуры. Легко получить значение средних температур выбранной области и сетку температур по поверхности сделанных снимков. Стоимость приборов инфракрасной термографии высокая, например, тепловизор FLUKE Ti20 стоит свыше 50 тыс. грн. Поэтому в ХНАДУ выполняются замеры фактических температур мостовых конструкций более доступным прибором FLUKE 68, и некоторые результаты замеров показаны на рис. 1, 2.

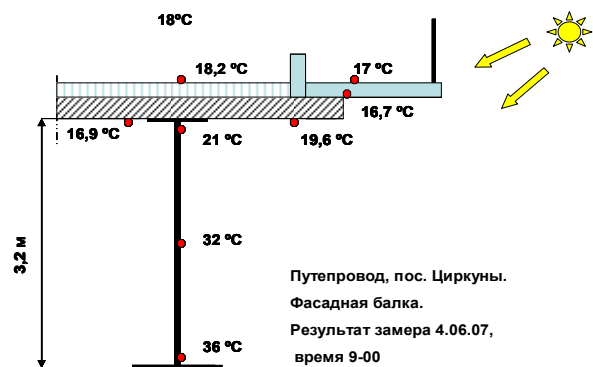


Рис. 1. Значения температур по данным измерений (сталежелезобетон)

Измерения температур показали, что поверхность фасадных балок мостовых сооружений, ориентированных по направлению восток-запад, в солнечные дни прогревается значительно сильнее остальных поверхностей пролетного строения. В облачную погоду значения температур по длине и по сечению конструкции выравниваются.

Наличие консольного свеса заметно понижает температуру смежных поверхностей.

Данные обследований мостов показывают большую степень износа фасадных балок по сравнению с остальными.

При решении задачи оценки напряженно-деформированного состояния фасадных балок конкретного сооружения, подвергаемых действию солнечной радиации, выполняем ряд этапов (рис. 3).

К конечно-элементной модели пролетного строения добавляются граничные условия в виде тепловых потоков, определяемых в зависимости от географического положения сооружения, его размещения на местности, периода года и времени суток [7].

Рекомендуется при расчетах мостовых конструкций на климатические воздействия рассматривать такие случаи:

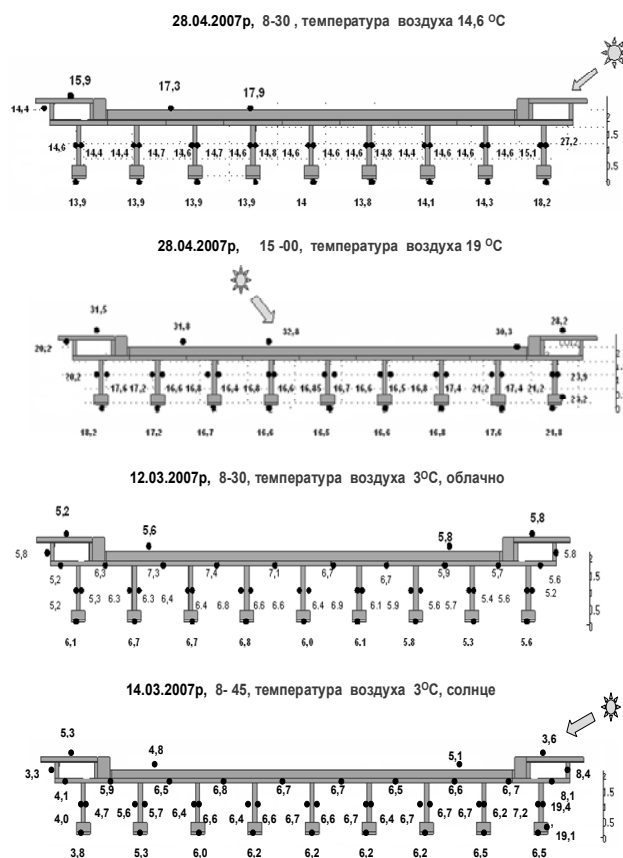


Рис. 2. Значения температур по данным измерений (железобетон). Путепровод г. Харьков. Ориентация пролетных строений восток-запад

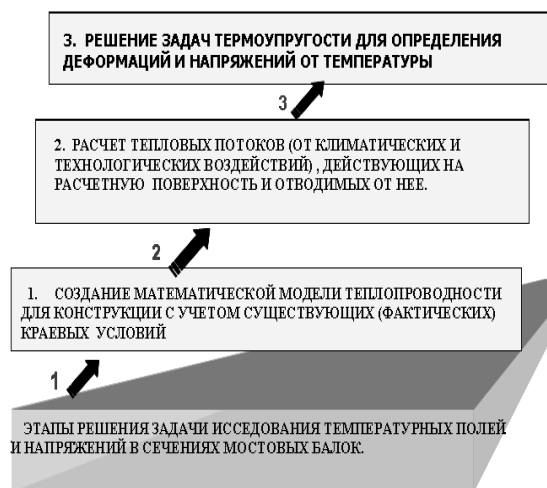


Рис. 3. Этапы решения задачи исследования температурных полей и напряжений в сечениях мостовых балок

— быстрое снижение температуры окружающей среды до абсолютной минимальной температуры района строительства, принимаемой по данным СНиП 2.01.01 для максимальных суточных амплитуд температуры наружного воздуха, при ясном небе в ночной период (до восхода солнца);

— одностороннее нагревание конструкции в зависимости от её ориентации по сторонам света. В рекомендациях [7] приведен порядок расчета тепловых потоков для указанных случаев.

Пример результата расчета напряженно-деформированного состояния фасадной балки пролетного строения от разницы температур вследствие одностороннего нагрева солнечным излучением приведен на рис. 4.

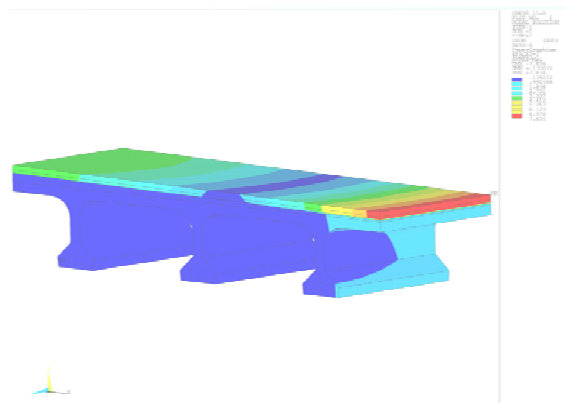


Рис. 4. 3-D визуализация решения по определению НДС от разницы температур на боковой поверхности мостовой конструкции

Начальное распределение температур по сечению для подобных расчетов рекомендуется принимать по данным замеров для существующих сооружений.

Расчеты температурных полей и напряжений при одностороннем нагреве конструкции солнцем рекомендуется выполнять для двух случаев:

- для дня года, отвечающего условиям наиболее жарких суток;
- для весеннего периода, при значительной разнице между дневной и ночной температурой воздуха.

При этом задаются тепловые потоки, поглощаемые боковой поверхностью в зависимости от её наклона, цвета и материала с учетом конструктивных особенностей, например, длины консолей.

Выводы

Для определения начальных условий при решении задачи теплопроводности в сечении моста от климатических факторов необходимы данные экспериментальных исследований распределений температуры в различные периоды года для мостов разных конструкций и материалов, работающих в климатических условиях Украины.

Требуется разработка отечественных методов температурного мониторинга мостовых конструкций и соответствующего оборудования.

На этапе проектирования сооружения возможно прогнозировать напряженно-деформированное состояние фасадных балок при их дальнейшей эксплуатации, что позволит принять своевременные конструкторские решения, направленные на снижение температурных напряжений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Serrano, P. Simulación del comportamiento termico de tablerós de Puente [Текст] / P. Serrano, J. Cruces // Hormigon y acero. – 1986. – № 161. – P. 21-34.
2. Evaluating Concrete Bridge Deck Performance: Final Report [Текст] / E. Cuelho *et al.* // February 2002 – May 2006. Report No. FHWA/MT-06-006/8156-002. – Western Transportation Institute, Montana State University, June 2006. – 305 p.
3. Venkata, H. P. P. The buried joint approach for expansion joint retrofit – a case study [Текст] / H. P. P. Verkata, G. Tsiatas, K. W. Lee // Presentation at 2006 TRB Annual meeting of the Transportation Research Board, 2006.
4. Evaluating Concrete Bridge Deck Performance [Текст] / E. Cuelho *et al.* // Montana Department of Transportation: Final Report FHWA/MT-06-006/8156-002, June 2006. – P. 302.
5. D'Ambrosia, M. Temperature Compesation for Early Age Concrete Testing [Текст] / M. D'Ambrosia, D. Lange / University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois Department of Transportation.
6. Рекомендации по расчету температурных и усадочных воздействий на пролетные строения мостов [Текст] / ВНИИТС. – М., 1988.
7. Рекомендації з розрахунку температурних полів і напружень в мостових конструкціях з покриттям [Текст]: Р В.2.3-218-02071168-686:2007.

Поступила в редколлегию 17.03.2010.

Принята к печати 23.03.2010.

ОСОБЕННОСТИ ЭКСПЛУАТАЦИИ И СТРАТЕГИЯ РЕМОНТА ГОРОДСКИХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Наведено особливості експлуатації мостових споруд як елемента міської транспортно-комунальної інфраструктури. Розглянуто стратегію ремонту міських споруд, що пов'язана із зміною або затримкою транспортних маршрутів і руху пішоходів.

Приведены особенности эксплуатации мостовых сооружений, как элемента городской транспортно-коммунальной инфраструктуры. Рассмотрена стратегия ремонта городских мостовых сооружений, которая связана с изменением или задержкой транспортных маршрутов и движения пешеходов.

The features of operation of bridge structures as parts of urban transport-and-municipal infrastructure are presented. A strategy for repair of city bridges associated with the change or delay in transportation routes and pedestrian traffic is considered.

Эксплуатация городских мостовых сооружений во многом определяется тем, что они являются элементами городской транспортно-коммунальной инфраструктуры и наиболее узким местом города, так как собирают транспорт и коммуникации с многочисленных магистралей, улиц и переулков целого района в одно линейное пространство.

Важнейшие особенности, отличающие городские мостовые сооружения от всех остальных и определяющие их безопасную эксплуатацию, были освещены в работах [1, 2, 3]. В этой работе остановимся на некоторых особенностях эксплуатации городских мостов.

Применение сборных железобетонных пролетных строений вызывает большие проблемы в дальнейшей эксплуатации. Существовавшая раньше мысль о высокой долговечности железобетонных сборных конструкций оказалась ошибочной по причине значительной пористости бетона и значительной агрессивности городской окружающей среды, которая загрязнена выбросами автомобильных двигателей и промышленных предприятий, а также усилена электромагнитными полями. Практика эксплуатации мостовых сооружений показала, что защитный слой бетона деградирует от воздействия городской окружающей среды очень быстро – на протяжении 25...35 лет. Если не проводить профилактические мероприятия, то коррозия арматуры может привести к полной деградации железобетонных конструкций через 40...45 лет. Кроме того, эксплуатация городских мостовых сооружений сопровождается повышенным воздействием солевых растворов, карбонизацией бетона, явлением температурных перепадов, что приводит к интенсивному

развитию коррозионных процессов, особенно при наличии на мосту трамвайных путей.

Городские мостовые сооружения в большинстве своем используются для концентрированного пропуска городских инженерных коммуникаций. При этом в подземном пространстве, у моста по берегам или под мостом (ниже поверхности грунта или дна водотока), имеются в наличии инженерные коммуникации и сооружения – тоннели метрополитена и городской канализации, водопровода, ливневки, коллекторов и кабельных каналов. Воздействие этих сооружений может приводить к изменению грунтовых массивов и характера работы фундаментов опор мостов и всего сооружения в целом.

Эти особенности городских мостовых сооружений и необходимость их учета определяют всю сложность обеспечения надежной эксплуатации таких сооружений. Выполнение всех эксплуатационных требований в полном объеме требует соответствующего финансового и материально-технического обеспечения, при этом эксплуатацию мостов должен осуществлять персонал, имеющий соответствующую подготовку и квалификацию.

В системе эксплуатации городских мостовых сооружений имеются большие организационные проблемы. Эксплуатация городских мостов осуществляется дорожными организациями, которые очень часто мостовые сооружения рассматривают только как элемент дороги, и не учитывают сложности конструктивного решения и сложности эксплуатации. Следовательно, это управление выходит за рамки подготовки дорожников, структуры и квалификации кадров, территориальных особенностей и экологи-

ческих влияний. Существующая структура управления в городских дорожных организациях относится к иерархической и линейно-функциональной.

Анализ показывает, что иерархичная линейно-функциональная структура эффективна в тех организациях, которые имеют ограниченную номенклатуру услуг, постоянно повторяемых одних и тех же работ, стабильность внешней среды для обеспечения своего функционирования требуют стандартных управленческих задач. Поэтому, если дорожной организации увеличить номенклатуру услуг по эксплуатации мостов, что выходит за рамки стандартных управленческих задач, то линейно-функциональная структура управления дает сбой, и мостовые сооружения бросаются на самовывживание, а уход за ними выполняется в лучшем случае только содержанием проезжей части.

Городские дорожные организации, занятые ремонтом дорог уличной сети и внутриквар-

тальных проездов, никогда не занимались вопросами организации специализированных структур по эксплуатации мостовых сооружений. Городские мостовые сооружения находятся в собственности коммунального предприятия, которое не имеет специализированных организаций по их содержанию и ремонту. Как собственники всего коммунального хозяйства города, его руководители очень часто выполняют проводку через мостовые сооружения коммуникаций теплотрасс, водопровода, газа, электросетей, на свое усмотрение, без расчетов и в нарушение ДБН В.2.3-14-2006, т.е. в местах, где эти коммуникации удобнее и дешевле эксплуатировать. К примеру, две трубы теплотрассы Ø80 см подвешивают к тротуарам (рис. 1), рассчитанным на нагрузку только от пешеходов, монтируют кабели напряжением 1000 В или укладывают силовые кабели под асфальтобетоном проезжей части.



Рис. 1. Размещение труб теплотрассы под тротуаром

Телефонные кабели укладываются под тротуарными плитами, которые для доступа к ним выполняются из отдельных элементов, что ухудшает водоотвод с тротуаров и увеличивает доступ воды к фасадным балкам. Кроме того:

- Содержание мостовых сооружений выполняется дорожными организациями, которые рассматривают их как элемент дороги, следовательно, укладываемое асфальтобетонное покрытие по составу такое же, как и на дороге, однако его основание и условие работы совсем

другое, что приводит к появлению поперечных трещин, значит, асфальтобетон должен быть другим.

- В процессе ремонта дорог дорожные организации накладывают новый слой покрытия на старый, увеличивая проектную толщину асфальтобетонного покрытия, чем уменьшают несущую способность элементов пролетного строения.

- При эксплуатации необходимо выполнять постоянный мониторинг расположения коммунальных коммуникаций и их влияние на пролетные конструкции и тротуары.

- Пропуск значительной интенсивности движения пешеходов требует широких тротуаров, особого внимания к ним и фасадным балкам, которые расположены под ними; система водоотвода с тротуаров и проезжей части должна исключать подтекание под тротуарные плиты и блоки и попадание воды на фасадные балки.

- Массивные перильные ограждения, как элементы архитектуры городских мостовых сооружений, требуют особого отношения к их креплению, которое разрушается в процессе эксплуатации.

- В процессе содержания полосы трамвайных путей и асфальтобетонного покрытия работы выполняются разными организациями. По этой же причине освещение на мостах часто отсутствует.

Все эти мероприятия коммунальных дорожных служб ухудшают эксплуатационные возможности мостовых сооружений и бывают довольно опасными. Таким образом, при эксплуатации городских мостовых сооружений должны учитываться интересы многих организаций.

Решая эту задачу применительно к каждому городскому мостовому сооружению, при его эксплуатации или нуждающемся в ремонте, следует в первую очередь обеспечивать безопасность движения автотранспортных средств и пешеходов, а во вторую очередь создавать оптимальный фронт работы для строительных организаций, чтобы издержки были минимальными.

Система организации дорожного движения при содержании городских мостовых сооружений включает в себя четыре основных компонента [3, 4]: стратегию; планировочную схему; способ регулирования движения; технические средства организации ремонта. От выбора этих компонентов зависит степень воздействия на транспортный поток, а также на оценочные па-

раметры движения транспортного потока и состояния окружающей среды.

Применительно к городским транспортным сооружениям приемлемы три стратегии организации движения: «прекращение движения» (полное или частичное); «стеснение движения» (без прекращения двустороннего движения); «изменение движения» (в основном принудительное изменение состава потока или характера движения) [3, 4].

По продолжительности выполнения ремонтные работы на городских мостовых сооружениях разделяют на три вида: краткосрочные, среднесрочные и долгосрочные [5]. К краткосрочным относятся те работы, продолжительность которых не превышает одного часа. Среднесрочные работы имеют длительность от одного часа до одних суток. Долгосрочные работы могут продолжаться от одних суток до нескольких месяцев.

Краткосрочные работы по ремонту городских мостовых сооружений, не вызывающие необходимость занятия большой площади проезжей части, выполняют, как правило, с использованием стратегии «стеснение движения», что чревато появлением заторов.

Если требуется одновременно выполнять разные работы на большой площади, но непродолжительное время, стратегию «стеснение движения» применяют в часы с наименьшей интенсивностью движения (например, в ночное время суток с 23.00 до 06.00), когда не возникает опасность появления заторов.

В тот же временной отрезок можно останавливать транспортный поток на период до нескольких часов, предоставляя водителям две возможные альтернативы: либо ожидать открытия движения, либо двигаться по объездному маршруту.

Использование в этом случае стратегии «прекращение движения» не повлияет на движение общественного транспорта и не вызовет значительных потерь времени из-за небольшой интенсивности движения, но строители в это время смогут выполнить такие работы, которые нельзя сделать без остановки движения. Использование стратегии «прекращение движения» или «стеснение движения» при выполнении среднесрочных работ может парализовать движение на несколько часов, вызвать сбои в работе общественного транспорта, заблокировать соседние перекрестки, если своевременно не будут организованы объездные маршруты. Третья стратегия организации движения – «изменение движения» – также может в таких ус-

ловиях оказаться неэффективной, т.к. надо подготовить объездные маршруты для тех транспортных средств, движение которых должно быть запрещено по ремонтируемому сооружению, а затраты на подготовку таких маршрутов могут оказаться весьма значительными.

Таким образом, эксплуатация и организация ремонта конкретного городского мостового сооружения должны быть полностью увязаны не только с дорожными и специализированными организациями, но и всеми заинтересованными коммунальными организациями [6].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Смирнов, В. Безопасность городских мостов [Текст] / В. Смирнов, Г. Богданов // Технологии безопасности инженерных систем. – 2005. – № 5. – С. 18-21.
2. Кіслов, О. Г. Про стан мостових споруд в м. Харкові. Проблеми удосконалення розвитку автомобільно-дорожнього комплексу м. Харкова [Текст] / О. Г. Кіслов, А. В. Більченко. – Х., 2007. – С. 69-75.
3. Кислов, А. Г. Специфика содержания, ремонта и реконструкции городских мостовых сооружений [Текст] / А. Г. Кислов, А. В. Бильченко // Материалы 69 Межд. науч.-практ. конф. «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта». – Д., 2009.
4. Чернышов, В. В. Система поддержки принятия решений при планировании организации работ по ремонту и реконструкции городских транспортных сооружений [Текст]: дис. ... канд. экон. наук / В. В. Чернышов. – М., 2003. – 254 с.
5. Технічні правила ремонту та утримання автомобільних доріг загального користування України [Текст]. – К., 1997. – 182 с.
6. Більченко, А. В. Концепція розвитку, будівництва, експлуатації і ремонту мостових споруд до 2012 р. в м. Харкові [Текст] / А. В. Більченко, О. Г. Кіслов, О. А. Бадаєва // Науковий вісник будівництва. – № 48. – Х., 2008. – С. 3.

Поступила в редколлегию 25.03.2010.

Принята к печати 02.04.2010.

Н. І. БІЛОШИЦЬКА (Східноукраїнський національний університет ім. В. Даля, Луганськ)

ВПЛИВ СТРУКТУРОУТВОРЮЮЧИХ ФАКТОРІВ НА ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ КОНСТРУКЦІЙ СПОРУД СПЕЦІАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ В УМОВАХ ВЕЛИКОГО МІСТА

У статті викладено результати вивчення впливу структуроутворюючих факторів на експлуатаційні властивості конструкцій споруд із пластбетону для ремонтно-відбудовних робіт в умовах великого міста.

В статье изложены результаты изучения влияния структурообразующих факторов на эксплуатационные свойства конструкций сооружений из пластбетона для ремонтно-восстановительных работ в условиях большого города.

In the article the research results of influence of the structure-forming factors on operational characteristics of the plastoconcrete structures for repair-restoration work in the aggressive conditions of big city are presented.

В останні роки в практиці будівництва простежується тенденція до застосування конструкцій, що сполучають несучі й огорожуючі функції, а також технологічного устаткування. Разом із цим ускладнюються умови їх роботи. Крім звичайних силових впливів, конструкції піддаються різноманітним впливам агресивного середовища у вигляді речовин (твердих, рідких, газоподібних), енергії (механічної, теплової, хімічної, електромагнітної) або їх комбінацій в умовах великого міста. Ефективність застосування бетону й залізобетону в умовах агресивних впливів середовища великого міста підвищується в результаті створення нових видів, розширення обсягів використання бетону підвищеної корозійної стійкості, а також при виявленні надлишкових резервів корозійної стійкості матеріалів і конструкцій. Недооцінка ступеня агресивності середовища великого міста призводить до збільшення витрат на ремонт і відновлення конструкцій, а перебільшення – до зайвих витрат матеріалів і засобів на забезпечення стійкості. Сучасне будівельне виробництво вимагає розробки бетонів, здатних сприймати зростаючі впливи природного й техногенного характеру, а також для роботи в особливих умовах експлуатації, які можуть бути використані для проведення відбудовних робіт на існуючих об'єктах. Бетони спеціального призначення повинні мати проектну міцність, підвищену щільність й довговічність, зберігаючи всі переваги, що зробили їх основним конструкційним матеріалом будівництва. Високі показники статичної і динамічної міцності, зносостійкості і хімічного опору пластбетонів дозволяють широко використовувати їх при зведенні споруд, які експлуатуються в умовах дії

різноманітних агресивних середовищ в умовах великого міста.

Метою роботи є дослідження впливу структуроутворюючих факторів пластбетонів на модифікованій полімерній зв'язуючій речовині ФАКФ на міцність розроблюваних пластбетонів для ремонтно-відбудовних робіт в умовах великого міста.

Міцність наповненої полімерної матриці пластбетону лімітується різними факторами, керування якими дозволяє одержати бетон високої якості. Як відомо, міцність полімерної матриці є експонентною функцією об'єму продуктів полімеризації [1, 2]. Автори [3, 4] вказують, що на міцність матриці бетону домінуючий вплив чинить її пористість.

Очевидно, що на формування фізико-механічних характеристик пластбетону чинять фактори, що визначають теоретичну залежність міцності полімерної матриці бетону від її щільності. Прийнято положення, що щільність модифікованої полімерної матриці залежить від виду наповнювача і поверхнево-активної речовини.

Досліджено вплив виду наповнювача і поверхнево-активної речовини на міцність пластбетону при згині. Звідки випливає, що всі криві носять екстремальний характер. Величина і місце розташування екстремуму залежать від виду наповнювача, концентрації і виду поверхнево-активної речовини.

Так, при введенні до складу пластбетонної суміші кремнійвміщуючого шламу ГЗК з використанням пластифікаторів СНС і АДМАХ міцність при згині має вузькі екстремальні значення при концентрації ПАР 0,1...0,2 %. Змочувач ОАДМА зміщує екстремум у бік більших

концентрацій – 0,5...0,75 %, причому ця крива носить положистий характер.

Міцність пластбетону на модифікованій фурановій зв'язуючій речовині залежить від механічних і деформативних властивостей наповненої полімерної матриці і заповнювачів, концентрації заповнювачів в одиниці об'єму матеріалу, міцності зчеплення зв'язуючої речовини із зернами заповнювача, а також від форми і крупності зерен заповнювача. Міцність при стиску пластбетону визначається міцністю наповненої полімерної матриці, послабленої включеннями – зернами заповнювача. Якщо прийняти, що $\sigma_{\text{пм}}$ і $\sigma_{\text{кз}}$ – напруження в полімерцементній матриці пластбетону і крупному заповнювачі, то очевидно, що максимальні їхні величини не можуть перевищувати напруження, що виникають в одному з компонентів пластбетону. Встановлено, що міцність наповненої полімерної матриці складає близько 130 %, а міцність полімеррозчину – 120 % від міцності пластбетону на модифікованій полімерній зв'язуючій речовині ФАКФ.

Дослідженнями встановлено, що пластбетон на модифікованій фурановій зв'язуючій речовині ФАКФ, затверділий при температурі 18...25 °С, формує свої міцнісні і деформативні властивості протягом тривалого періоду часу. Пластбетон, затверділий протягом 28 діб при температурі 18...25 °С, і пластбетон, затверді-

лий по режиму 24 години при температурі 18...25 °С з наступним сухим прогрівом при температурі 80 °С, набирають приблизно однакову міцність. Однак у зв'язку з тим, що специфічні умови ремонтно-відбудовних робіт, для виконання яких призначений розроблюваний пластбетон, не передбачають теплову обробку, ставилася задача підвищення ступеня полімеризації пластбетону в природних умовах затвердіння. Слід зазначити, що процеси полімеризації в пластбетоні на мономері ФА, затверділому у природних умовах протягом 28 діб, не завершуються до цього терміну, тому що деформації повзучості в ньому тривалий час не загасають. Цей ефект не спостерігається при затвердінні пластбетону на модифікованій полімерній зв'язуючій речовині ФАКФ, навпаки, деформації повзучості носять загасаючий характер, що вказує на високий ступінь затвердіння.

Ступінь завершеності процесів полімеризації, тобто ступінь затвердіння полімерної зв'язуючої речовини, визначався за кількістю речовин, що екстрагуються ацетоном. Результати визначення повноти затвердіння пластбетону, представлені в табл. 1, показують, що при затвердінні бетону на модифікованій полімерній зв'язуючій речовині ФАКФ спостерігається високий ступінь полімеризації в порівнянні з пластбетоном на мономері ФА.

Таблиця 1

Вплив виду полімеру на повноту затвердіння і міцнісні характеристики пластбетону

Вид полімерної зв'язуючої речовини	Ступінь затвердіння, %, у віці, діб				Міцність при стиску, МПа, у віці, діб			
	28	90	180	360	28	90	180	360
ФА	97,2	97,3	97,3	97,5	72,0	74,1	75,4	76,5
ФАКФ	98,0	98,5	98,6	98,6	88,2	92,6	93,1	95,2

З результатів експериментів випливає, що в основному інтенсивне наростання міцності пластбетону на модифікованій полімерній зв'язуючій речовині ФАКФ спостерігається в перші 28 діб, а в більш пізній термін приріст міцності незначний і складає 4...9 %.

Висновки

1. Встановлено вплив виду полімерної зв'язуючої речовини на повноту затвердіння і міцнісні характеристики пластбетону, зокрема, збільшення міцності пластбетону на модифікованій фурановій зв'язуючій речовині ФАКФ у порівнянні з міцністю пластбетону на мономері

ФА складає 22...27 % при зростанні ступеня полімеризації практично до 99 %, причому інтенсивне наростання міцності пластбетону на основі ФАКФ спостерігається протягом 28 діб, у більш пізній термін приріст міцності складає 4...9 %.

2. Показано, що фізико-механічні властивості пластбетону знаходяться у прямій залежності від ступеня гомогенності суміші, що досягається на стадії її приготування. При перемішуванні пластбетонної суміші повинна виконуватися умова рівномірного розподілу мінеральних часток по всій масі, які у свою чергу повинні розділятися плівками полімеру, а прос-

тір між зернами піску і щебеню заповнюється наповненням полімерним тістом.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Попов, К. Н. Полимерные и полимерцементные бетоны, растворы и мастики [Текст] / К. Н. Попов. – М.: Стройиздат, 1987. – 72 с.
2. Самигов, Н. А. Технология карбамидного полимербетона [Текст] / Н. А. Самигов, В. И. Соломатов. – Ташкент: ФАН, 1987. – 104 с.

3. Бетон, обработанный мономерами [Текст] / Г. С. Рояк и др. // Транспортное строительство. – 1985. – № 5. – С. 23-25.
4. Коллинз, Р. Течение жидкости через пористые материалы [Текст] / Р. Коллинз. – М.: Химия, 1984. – 413 с.

Поступила в редколлегию 26.03.2010.

Принята к печати 02.04.2010.

Л. П. БОДНАР (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ)

УПРАВЛІННЯ УТРИМАННЯМ ЕЛЕМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТІВ НА ОСНОВІ МОДЕЛЕЙ НЕЧІТКОЇ ЛОГІКИ

Запропоновано уточнення оцінки експлуатаційного стану елементів залізобетонних мостів і напрям обґрунтування рівнів обслуговування мостів на основі теорії нечітких множин і нечіткої логіки.

Предложено уточнение оценки эксплуатационного состояния элементов железобетонных мостов и направление обоснования уровней обслуживания мостов на основе теории нечетких множеств и нечеткой логики.

The refinement of estimation of operational state of the ferro-concrete bridge elements and the direction of substantiation of the bridge service levels on the basis of fuzzy set theory and fuzzy logic are offered.

В останні два десятиріччя в управлінні дорожньою інфраструктурою в світі впроваджуються контракти життєвого циклу на основі державно-приватного партнерства [1]. Згідно з умовами такого контракту, одна сторона – виконавець інфраструктурного проекту – за свій кошт і з використанням власних матеріалів створює інфраструктурний об'єкт, експлуатує його на протязі розрахункового періоду експлуатації (життєвого циклу), здійснюючи ремонт і утримання, а інша сторона – держава або громада – сплачує за рахунок бюджету відповідний рівень обслуговування об'єкту. Стосовно мостів – це підтримка їх експлуатаційного стану [2] на запланованому в контракті рівні. Замовник може заморожувати платежі і накладати штрафи на виконавця, якщо останній не забезпечує запланованого експлуатаційного стану. Для управління ризиками експлуатації виконавець повинен мати адекватні процесам деградації елементів мостів моделі, які дозволяють обґрунтовувати так звані рівні обслуговування мостів – об'єми робіт з ремонту і утримання, відповідні кожному експлуатаційному стану.

Сучасний стан наповнення баз даних інформаційного забезпечення, яке використовується для планування утримання залізобетонних конструкцій мостів на автомобільних дорогах України, характеризується суттєвою неповнотою як в структурному, так і в кількісному відношеннях, особливо, що стосується номенклатури і об'ємів пошкоджень елементів мостів. В Аналітичній експертній системі управління мостами (АЕСУМ) Державної служби автомобільних доріг України передбачено засоби фіксації в базі даних типів пошкоджень елементів

споруд, що експлуатуються, та їх фактичних об'ємів згідно [3], однак в повному обсязі вони не використовуються, що пов'язано з недостатнім рівнем фінансування робіт з обстеження мостів.

З цих причин процедури оцінювання експлуатаційного стану елементів мостів і мостів в цілому в значній мірі базуються на приблизних експертних оцінках. Тому, в останні роки були розроблені моделі оцінки стану мостів, які ґрунтуються на теорії нечітких множин [4]. Однак, в них недостатньо розроблені процедури визначення об'ємів робіт з ремонту та утримання мостів. Така ситуація потребує розробки моделей обґрунтування рівнів утримання мостів в залежності від існуючих фінансових і ресурсних обмежень.

Ціль статті полягає в уточненні методу оцінки експлуатаційного стану елементів мостів і визначення об'ємів управляючих дій (ремонтних робіт) на основі нечітких алгоритмів.

Рівень обслуговування (утримання) мостів – це плановий або фактичний рівень експлуатаційного стану споруди або всіх споруд на мережі автомобільних доріг, який визначається плановою або фактичною річною кількістю робіт з ремонтів та утримання для ліквідації пошкоджень.

Періоди між втручаннями і об'єми робіт залежать від величини параметрів пошкоджень: період збільшується при послабленні вимог до допустимих розмірів пошкодження. Вартість робіт з усунення пошкодження містить постійну складову витрат, що не залежить від його об'єму. Послаблення вимог у короткостроковій перспективі дозволяє зменшити вартість ремонту та утримання, однак у довгостроковій пер-

спективи може призвести до скорочення життєвого циклу споруди і збільшення її приведеної вартості. Тобто існує задача оптимізації рівнів втручання і рівня обслуговування при технічних (надійність, безпека експлуатації, збереження оточуючого середовища), архітектурних, естетичних і бюджетних обмеженнях.

Для створення конструктивної основи визначення рівнів втручання та відповідних об'ємів робіт, а потім їх вартості і потреби в трудових і матеріально-технічних ресурсів пошкодження елементів мостів пропонується характеризувати двома параметрами [5]:

1. рівнем серйозності (або рівнем ураження) (РС) – загальною мірою ступеню або «глибини» пошкодження, наприклад, ширини тріщини. Зручна наступна градація: низький рівень (Н), середній рівень (С), високий рівень (В);

2. рівнем розповсюдження (РР) – мірою площі, довжини або іншого виміру кількості пошкодження з даним рівнем серйозності, тобто, як далеко це пошкодження прогресувало.

Кожному експлуатаційному стану елементу споруди відповідають певні інтервали рівня розповсюдження з різним рівнем серйозності. Параметри цих інтервалів визначають вид діяльності (капітальний, поточний ремонт або утримання), вид та об'єми робіт з усунення пошкодження, їх повторюваність у часі та вартість.

Границя допустимої області значень параметрів елементу може бути встановлена виходячи з технічних, економічних або нечітких лінгвістичних міркувань:

- технічні міркування зумовлюють такі значення параметрів, за яких частково або повністю порушується функціональне призначення елементу з точки зору безпеки експлуатації самого елементу або безпеки і функціональної спроможності пов'язаних з ним систем;
- економічні міркування зумовлюють такі граничні значення параметрів, за яких сумарні економічні втрати всієї системи від зниження функціональної спроможності елементу і від необхідності періодичного приведення параметрів стану в допустиму область шляхом виконання робіт будуть мінімальними;
- нечіткі лінгвістичні міркування при обґрунтуванні допустимої області вживають такі нечіткі фактори як соціальна, стратегічна, політична значимість, естетичні вимоги тощо, які не можуть бути точно зведені до економічних показників.

З позицій теорії нечітких множин [6], РС і РР можна визначити як лінгвістичні змінні – слова або вербальні вирази в натуральній або штучній мові: «рівень серйозності» – це лінгвістична змінна, а не числова, її значення (терми): низький, середній, високий; «рівень розповсюдження» має лінгвістичні значення: 1, 2, 3, 4, 5 – відповідно експлуатаційним станам елементу. Значення лінгвістичної змінної (терми) – це функція належності [6], яка з точки зору оцінки стану елементу споруди може бути формалізована за допомогою нечіткого числа. Нечітке число – це нечітка підмножина універсальної множини дійсних чисел, які мають нормальну і випуклу функцію належності. Для неї існує таке значення носія, у якому функція належності дорівнює одиниці, і при відступі від свого максимуму вправо або вліво функція належності зменшується. Достатньо використовувати так звані трапецієвидні нечіткі числа або трикутні нечіткі числа [7]. Наприклад, структура опису змінної «рівень серйозності» наведена в табл. 1. Подібною таблицею можна описувати і рівні розповсюдження пошкоджень елементів мостів.

Таблиця 1

Функції належності РС

Назва змінної	Код терму	x1	x2	x3	x4
Пошкодження 1	Н	ан1	ан2	ан3	ан4
	С	ас1	ас2	ас3	ас4
	В	ав1	ав2	ав3	ав4

Для визначення фактичного стану елементу необхідно розробити процедуру висновку, яка заснована на нечіткій логіці [6, 7] і поєднує значення термів рівня серйозності і рівня розповсюдження всіх пошкоджень елементу (аргументи) з кінцевим термом фактичного стану елементу і значенням на його носії (функція). Нечіткий висновок займає центральне місце в нечіткій логіці і експертних системах, які побудовані на її основі.

Процес нечіткого висновку є процедура або алгоритм отримання нечітких висновків на основі нечітких передумов з використанням понятійного апарату нечіткої логіки.

Лінгвістичні висловлювання становлять основу продуктивних систем, які були розроблені в рамках дослідження методів штучного інтелекту. За допомогою правил продукції в експертних системах відображуються знання в даній предметній області. Основні етапи нечіткого висновку за алгоритмом Мамдані [7]:

- формування бази правил;
- фазифікація вхідних змінних;
- агрегування підумов;
- активізація підвисновків;
- акумулювання висновків;
- дефазифікація.

База правил нечітких продукцій являє собою кінцеву множину правил нечітких продукцій, узгоджених відносно лінгвістичних змінних, що використовуються в них. Правило може бути представлене у вигляді структурованого тексту:

якщо РС = «низький» і РР = «низький», то СТАН = 1 (1).

У дужках наводиться ступінь істинності висловлювання.

Ціль етапу фазифікації – встановлення відповідності між конкретними (числовими) значеннями лінгвістичної змінної і значеннями функції належності $\mu_i(x)$ відповідного терма лінгвістичної змінної, як показано на рис. 1.

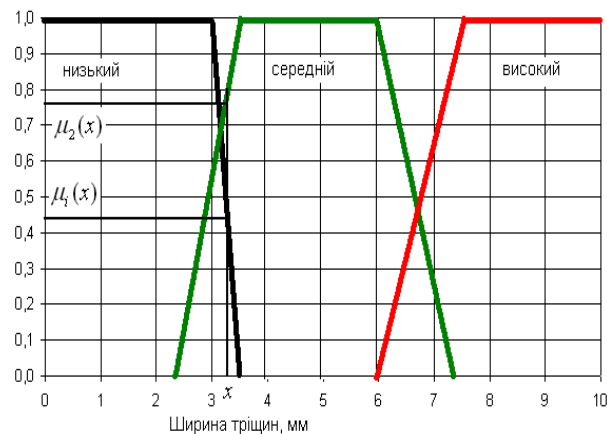


Рис. 1. Схема фазифікації

Агрегування – це визначення ступеню істинності умов за кожним правилом системи нечіткого висновку. До початку агрегування для всіх умов бази правил визначається вектор $\{\mu_i\}$. Далі розглядається кожна з умов правил нечіткого висновку. У прикладі, наведеному на рис. 1, $\mu'_i = \mu_2(x)$. Якщо умова складається з кількох висловлювань, то в залежності від виду зв'язку висловлювань кон'юнкції «і» чи диз'юнкції «або» застосовується операція $\mu'_i = \min(\mu_i, \mu_j, i \neq j)$ або $\mu'_i = \max(\mu_i, \mu_j, i \neq j)$.

Активізація – це знаходження ступеню істинності кожного з висновків правил нечітких продукцій. Перед активізацією нам відомий вектор агрегованих значень істинності за всіма умовами правил $\{\mu'_i\}$ і значення вагових коефі-

цієнтів $F_i (i \in (1, 2, \dots, n))$ для кожного правила.

Ступінь істинності правил ґрунтується на системі пріоритезації пошкоджень – логічній прогресії їх важливості. Активізація вважається закінченою, коли для кожної з вихідних лінгвістичних змінних, що входять в окремі висновки правил нечітких продукцій, будуть визначені функції належності нечітких множин їх значень.

Акумуляція являє собою процедуру знаходження функції належності для кожної вихідної змінної. Це необхідно тому, що висновки, які відносяться до конкретної лінгвістичної змінної, належать різним правилам системи нечіткого висновку. Результат акумуляції являє собою поєднання нечітких множин, що відповідають різним правилам висновку вихідної змінної, як показано на рис. 2.

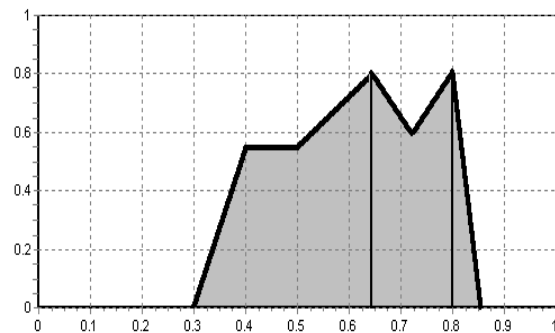


Рис. 2. Акумульована функція належності вихідної лінгвістичної змінної

Дефазифікація в системах нечіткого висновку – це процедура знаходження звичайного (не нечіткого) значення для кожної з вихідних лінгвістичних змінних. Ціль дефазифікації – у визначенні конкретного значення, яке буде використане поза межами нечіткої системи висновку.

Існують різні методи дефазифікації [7]:

- метод центру ваги;
- метод центру площі;
- метод лівого модального значення;
- метод правого модального значення.

Для елементів мостів доцільно використовувати метод правого модального значення.

Реалізація нечіткої моделі потребує створення класифікаційних таблиць виду табл. 1 для рівнів серйозності і рівнів розповсюдження пошкоджень залізобетонних елементів мостів. Основою для цього може бути відповідним чином модифіковані база даних АЕСУМ і програмне забезпечення, які дозволять поступово накопичити необхідні об'єктивні дані про серйозність і розповсюдження пошкоджень. При

обстеженні мостів обов'язково необхідно фіксувати існуючі розміри пошкоджень, інакше таке обстеження буде формальним. Зібрана таким чином інформація створить умови для розробки в подальшому моделей прогнозу стану і рейтингу елементів, які можуть, на нашу думку, базуватись на апараті нечітких нейронних мереж [7, 8], теорії можливості і генетичних алгоритмів [9]. Крім того, ця інформація конче необхідна для обґрунтування рівнів втручання – рівня серйозності та рівня розповсюдження пошкоджень, які обумовлюють необхідність обов'язкового виконання ремонтних робіт.

Уточнення фактичного експлуатаційного стану мостів за допомогою запропонованої моделі в процесі їх оглядів або обстежень дасть основу для оцінки якості утримання мостів підрядною організацією.

Висновки

1. Оцінка експлуатаційного стану мостів уточнена на основі застосування рівнів серйозності та рівнів розповсюдження дефектів елементів мостів за допомогою нечіткої моделі.

2. Для реалізації моделі на практиці необхідне накопичення кількісних фактичних характеристик серйозності та розповсюдження пошкоджень мостів в базі даних АЕСУМ.

3. Рівні обслуговування мостів можна обґрунтувати шляхом оптимізації рівнів втручання на основі моделей прогнозу розвитку дефектів за допомогою математичного апарату нейронних мереж і генетичного алгоритму оптимізації об'ємів і порядку виконання ремонтних робіт.

4. База даних АЕСУМ, яка містить дані про більш ніж 16000 мостів на автомобільних дорогах України, може бути корисною для так званого інтелектуального аналізу даних (Data Mining).

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Черниговский, М. Контракты жизненного цикла: правовая природа и перспективы использования в рамках ГЧП-проектов в России [Текст] / М. Черниговский // Корпоративный юрист. – 2009. – № 5. – С. 14-18.
2. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [Текст]: ДСТУ-Н Б.В.2.3-23:2009.
3. Споруди транспорту. Дефекти автодорожніх мостів. Класифікація [Текст]: СОУ 45.2-00018112-026:2007.
4. Приходько, Т. О. Автоматизація прийняття рішень при проектуванні стратегії експлуатації автодорожніх мостів [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Т. О. Приходько. – К., 2007. – 19 с.
5. Mn/DOT Distress Identification Manual. Office of Materials and Road Research Pavement Management Unit [Текст]. – Minnesota Department of Transportation, 2003. – 51 p.
6. Zadeh, L. A. Outline of a New Approach to the Analysis of Complex Systems and Decision Process [Текст]: В кн. Fuzzy Sets and Application. Selected Papers by L.A. Zadeh *et al.* – A Wiley-Interscience Publication John Wiley & Sons, New York, 1987. – P. 105-146.
7. Леоненков, А. В. Нечеткое моделирование в среде MATLAB и fuzzyTECH [Текст] / А. В. Леоненков. – СПб: БХВ Петербург, 2003. – 736 с.
8. Медведев, В. С. Нейронные сети. MATLAB 6 [Текст] / под общ. ред. В. Г. Потемкина. – М.: ДИАЛОГ-МИФИ, 2002. – 496 с.
9. Recommendation on systematic decision making process associated with maintenance and reconstruction of bridges. Strategic Target Research Project [Текст]. – ARCHES, 2009. – 174 p.

Надійшла до редколегії 16.03.2010.

Прийнята до друку 24.03.2010.

МОДЕЛЬ ПРОГНОЗА ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

Сформульовано загальну проблему довговічності залізобетонних елементів мостів. Сформульовано завдання дослідження. Запропоновано модель оцінки ресурсу залізобетонних елементів мостів на стадії проектування з урахуванням впливу агресивного середовища й напружено-деформованого стану конструкції. Модель дозволяє прогнозувати ресурс у функції часу залежно від фізико-механічних властивостей бетону й арматури, типу конструкцій, умов експлуатації. Наведено чисельні приклади визначення довговічності по запропонованій моделі. Проаналізовано результати дослідження. Винесено на обговорення відкриті питання.

Сформулирована общая проблема долговечности железобетонных элементов мостов. Сформулирована задача исследования. Предложена модель оценки ресурса железобетонных элементов мостов на стадии проектирования. Модель позволяет прогнозировать ресурс в функции времени в зависимости от физико-механических свойств бетона и арматуры, типа конструкций, условий эксплуатации. Приведены численные примеры определения долговечности по предлагаемой модели. Проанализированы результаты исследования. Вынесены на обсуждение открытые вопросы.

The general problem of bridge reinforced concrete elements durability is formulated. The research problem is formulated. The model of estimation of bridge reinforced concrete elements resource on a design stage is offered. It enables us to predict the resource as a function of time in dependence on physical-and-mechanical properties of concrete and reinforcement, type of structures, and operation conditions. Some numerical examples of durability determination according to the model offered are presented. The results of research are analyzed. Open questions are brought for discussion.

Постановка проблемы

Согласно действующим отечественным нормам [1], срок службы мостов должен составлять 100 лет. Считается, что обеспечить заданный срок службы можно путем соблюдения определенных нормативных конструктивных требований (минимально допустимое значение защитного слоя бетона, водоцементного отношения, расхода цемента, минимальной открытой пористости, максимальная плотность, и т.д.). Однако срок службы не закладывается в расчеты на этапе проектирования, т.е. не существует нормативного алгоритма, позволяющего четко определить долговечность моста при его проектировании.

Следует заметить, что уравнения предельных состояний не содержат переменной времени. Таким образом, нормы обеспечивают только мгновенную надежность конструкции моста в момент ее возведения или строительства, а происходящие в дальнейшем изменения несущей способности под воздействием внешних факторов, а также изменяющийся характер временной подвижной нагрузки не учитываются.

Неопределенность при прогнозировании долговечности мостовых сооружений приводит к тому, что предельные состояния наступают гораздо раньше нормативного срока в 100 лет.

Это подтверждается текущим техническим состоянием мостов Украины, срок службы которых находится в пределах 30...50 лет [2].

Корпорацией «Укравтодор» эксплуатируется 16059 автодорожных мостов, из которых 96 % являются железобетонными. Из них по состоянию на 2005 год 63 % мостов не соответствовали нормативным требованиям [2]. В ведомстве органов местного самоуправления находится 3113 автодорожных мостов, из которых железобетонные составляют также 96 %. По состоянию на 2005 год 59 % коммунальных мостов не соответствовали требованиям СНиП 2.05.84 «Мосты и трубы», а 13 % требовали срочного ремонта или реконструкции [2]. Очевидно, что с введением в действие с 1 февраля 2007 года новых норм ДБН В.2.3-14:2006 «Мости та труби. Правила проектування» [1], где увеличиваются классы подвижных нагрузок АК и НК, количество автодорожных мостов, не отвечающих нормативным требованиям, увеличилось.

Цель и задачи исследования

Целью исследования является разработка алгоритма, позволяющего определить срок службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов на стадии проектирования.

Задачи исследования:

- разработать математическую модель расчета долговечности железобетонных пролетных строений мостов;
- определить долговечность типовых пролетных строений мостов при помощи предложенной модели;
- сравнить полученные результаты с фактической долговечностью пролетных строений.

Основные подходы к прогнозу срока службы мостов

В последние десятилетия в зарубежной инженерной практике, наряду с конструкционным проектированием строительных железобетонных конструкций, все чаще используется термин «durability design» или «service life design» [3, 4, 5], что можно перевести как проектирование долговечности или проектирование срока службы. Данный подход направлен на определение времени наступления предельного состояния железобетонной конструкции при помощи специальных алгоритмов, позволяющих прогнозировать процесс деградации конструкции с определенной степенью точности и при необходимости корректировать проектные решения для достижения требуемого срока службы.

В мировой мостостроительной практике можно выделить два основных подхода к прогнозированию долговечности мостов. Первый основывается на введении **функции деградации** конструкций мостов. Данная функция описывает изменение функциональных характеристик сооружения во времени при определенных исходных данных (геометрические размеры конструкции, физико-механические свойства бетона и стальной арматуры). Для использования такого подхода необходимо большое число опытных данных – в данном случае результатов обследования мостов специальной службой инспекции.

Второй подход базируется на прогнозировании изменения **состояния арматуры в бетоне** с точки зрения физико-химических процессов, протекающих в конструкции под воздействием меняющихся факторов окружающей среды с учетом влияния транспортных нагрузок. Большинство моделей в этом случае основываются на известной модели коррозии стальной арматуры в бетоне, предложенной К. Tuutti в [6]. В этой работе автор рассматривает длительность процесса повреждения арматуры в бетоне как сумму двух этапов: периода иницирования коррозии t_{in} (initiation period) и периода разви-

тия коррозии арматуры t_{prop} (propagation period) (рис. 1).

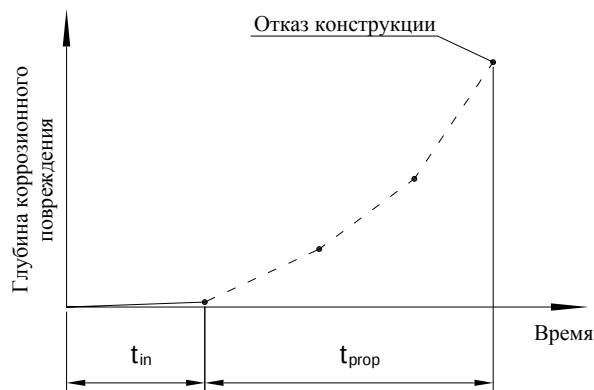


Рис. 1. Зависимость глубины коррозионного повреждения арматуры в железобетоне от времени согласно [6]

Под периодом иницирования коррозии понимают срок, в течение которого защитный слой бетона выполняет пассивирующие функции по отношению к арматуре. Этот период сопровождается проникновением и накоплением хлоридов в бетоне, а также диффузией углекислого газа в бетон, обуславливающей его карбонизацию и уменьшение показателя pH поровой влаги. Конец периода иницирования связан с достижением фронта карбонизации поверхности арматуры или накоплением у поверхности арматуры некоторого критического содержания хлоридов или раскрытием трещины критической ширины, вызывающих начало коррозии арматуры.

Период развития коррозии – это срок от начала депассивации защитного слоя арматуры, в течение которого происходит ее интенсивное корродирование вследствие изменения температурно-влажностного режима, воздействия кислорода воздуха и растворов агрессивных веществ (хлоридов) с накоплением продуктов коррозии (ржавчины), до наступления предельного состояния, выбор которого зависит от типа конструкции и условий ее эксплуатации.

Предлагаемая модель

Предлагаемая модель деградации пролетных строений автодорожных мостов основывается на прогнозе коррозионного состояния арматуры в бетоне согласно [6] с выделением двух фаз: иницирования коррозии и развития коррозии арматуры.

Т.к. при назначении срока службы мостовых сооружений нормами предлагается опираться на технико-экономические расчеты [7], то логичным видится необходимость знать при про-

ектировании момент наступления различных предельных состояний, чтобы, например, рассмотреть несколько вариантов ремонтных работ (в разные сроки при различном состоянии сооружения) и связанные с ними финансовые затраты, иначе говоря разработать стратегию содержания и эксплуатации данного объекта.

Предлагаемая модель рассматривает следующие виды предельных состояний (рис. 2):

- начало коррозии арматуры;
- появление продольных трещин в защитном слое бетона в результате роста продуктов коррозии арматуры с учетом напряженно-деформированного состояния;
- раскрытие продольных трещин на предельно-допустимую ширину;
- скалывание бетона защитного слоя;
- разрушение конструкции.

Предлагаемая в работе модель деградации, как уже было сказано выше, основывается на известной модели состояния арматуры в бетоне Туутти. Срок службы конструкций мостов предлагается оценивать уравнением (1):

$$T = t_0 + t_{\text{кор}}, \quad (1)$$

где T – срок службы конструкции, лет; t_0 – время депассивации арматуры (фаза инициирования коррозии), лет; $t_{\text{кор}}$ – время активной коррозии арматуры (фаза развития коррозии), лет.

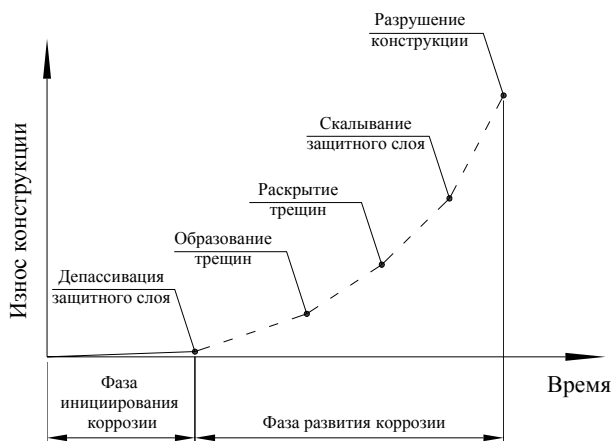


Рис. 2. Виды предельных состояний в течение срока службы конструкций мостов

Период инициирования коррозии. Процессы диффузии хлоридов в бетоне достаточно хорошо изучены [3, 4, 6, 8]. Математически они описываются классическими уравнениями аналитической теории диффузии (уравнения первого и второго законов Фика). Решая эти дифференциальные уравнения при определенных начальных условиях, можно получить выражения для определения времени карбонизации

защитного слоя бетона (2) и времени накопления критической концентрации хлоридов у поверхности арматуры (3):

$$\tau_{\text{carb}} = \frac{X_c^2}{2 \cdot D_{\text{CO}_2} \cdot a^{-1} \cdot (c_1 - c_2)}, \quad (2)$$

$$\tau_{\text{Cl}} = \frac{X_c^2}{4 \cdot D_{\text{Cl}} \cdot \left(\text{erf}^{-1} \left(\frac{C_s - C_{\text{crit}}}{C_s} \right) \right)^2}, \quad (3)$$

где X_c – толщина защитного слоя бетона, м; D_{CO_2} – коэффициент диффузии CO_2 вглубь бетона, $\text{м}^2/\text{с}$ (зависит от состава бетона, степени гидратации, содержания влаги); c_1, c_2 – соответственно, содержание диоксида углерода на внешней поверхности бетона и на границе карбонизации (бесконечно малая величина), $\text{кг}/\text{м}^3$; a – количество CO_2 , необходимое для превращения всех способных карбонизироваться продуктов гидратации цемента, $\text{кг}/\text{м}^3$; D_{Cl} – коэффициент диффузии хлоридов в бетоне, $\text{м}^2/\text{с}$; $\text{erf}()$ – функция ошибок Гаусса, C_s и C_{crit} – соответственно, концентрация хлоридов на поверхности бетона защитного слоя и критическая концентрация хлоридов на поверхности арматуры, % по массе цемента.

Коэффициент диффузии хлоридов в бетоне изменяется во времени и согласно [9] определяется по формуле (4):

$$D_{\text{Cl}} = D_{\text{Cl}0} \left(\frac{t_0}{t} \right)^\alpha, \quad (4)$$

где $D_{\text{Cl}0}$ – начальный коэффициент диффузии хлоридов в бетоне в возрасте $t_0 = 28$ суток, $\text{м}^2/\text{с}$, который зависит от В/Ц и определяется по формуле (5):

$$D_{\text{Cl}0} = 10^{(-12,06 + 2,4\text{В/Ц})}; \quad (5)$$

α – показатель степени, зависящий от водоцементного отношения и определяемый по формуле (6):

$$\alpha = 3 \cdot \text{В/Ц} - 0,6. \quad (6)$$

При этом меньшее из полученных значений из выражений (2) и (3) принимается в качестве периода депассивации арматуры t_0 .

Время активной коррозии арматуры предлагается определять исходя из назначенных видов предельных состояний.

1-й случай – коррозия арматуры не допускается.

Тогда $t_{\text{cor}} = 0$. Срок службы определяется значением периода депассивации арматуры – $T = t_0$.

2-й случай – появление продольных трещин:

$$t_{\text{cor}} = \tau_{\text{crack}},$$

где время от начала коррозии арматуры до появления трещин определяется согласно модели, предложенной в работе [10], выражением (7):

$$\tau_{\text{crack}} = \frac{W_{\text{crit}}^2}{2 \cdot 0,105 \cdot \alpha^{-1} \cdot \pi \cdot d \cdot i_{\text{cor}}}, \quad (7)$$

где α – отношение молекулярной массы стали к молекулярной массе продуктов коррозии; d – диаметр арматуры, м; i_{cor} – плотность тока коррозии, А/м²; W_{crit} – критическое количество продуктов коррозии, вызывающих образование трещин, кг/м.

3-й случай – раскрытие продольных трещин на допустимую ширину.

Экспериментальными исследованиями [11] установлена линейная зависимость между глубиной коррозионного повреждения арматуры и шириной раскрытия трещины на поверхности бетона. Согласно этой работе, математическая модель, описывающая процесс раскрытия трещины, имеет вид:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{\Delta_{\text{max}}}{\gamma \cdot c_{\text{cor}} \cdot i_{\text{cor}}}, \quad (8)$$

где γ – коэффициент пропорциональности, зависящий от физико-механических характеристик бетона; c_{cor} – коэффициент скорости коррозии, зависящий от условий эксплуатации; Δ_{max} – максимально допустимая ширина раскрытия трещин, зависящая от типа конструкции и определяемая согласно Нормам [1], мм.

В этом случае время активной коррозии описывается выражением: $t_{\text{cor}} = \tau_{\text{crack}} + \tau_{\text{max}}$.

4-й случай – скалывание защитного слоя.

Большинство авторов считают, что скалывание бетона начинается при раскрытии трещин шириной более 1 мм [4, 5]. Значит, при помощи уравнения (8) можно определить время от появления трещины на поверхности железобетонной конструкции до момента раскрытия ее на критическую ширину $\Delta_{\text{max}} = \Delta_{\text{spall}} = 1$ мм.

Таким образом, $t_{\text{cor}} = \tau_{\text{crack}} + \tau_{\text{spall}}$.

5-й случай – разрушение (потеря несущей способности).

В процессе коррозии стали в железобетоне происходит уменьшение диаметра (площади)

арматуры и снижение ее механических характеристик (предела прочности при растяжении, деформативности). Т.е., установив зависимости снижения площади сечения арматуры и ее механических свойств от времени при коррозии, можно ввести в уравнения предельных состояний переменную времени, а значит, и прогнозировать наступление предельного состояния (длительность периода развития коррозии t_{prop}).

Согласно [12], глубина коррозионного повреждения арматуры в железобетоне x_{cor} определяется соотношением:

$$x_{\text{cor}} = V_{\text{cor}} \cdot \alpha_{\text{pit}} \cdot t_{\text{cor}}, \quad (9)$$

где V_{cor} – скорость коррозии арматуры, мм/год; α_{pit} – питтинговый фактор, который учитывает характер коррозии и согласно [12] равняется $\alpha_{\text{pit}} = 2$ при общей коррозии вследствие карбонизации и $\alpha_{\text{pit}} = 9,28$ при питтинговой коррозии в случае локального воздействия хлоридов; t – время, лет.

В зависимости от условий воздействия окружающей среды скорость коррозии определяется по формуле (10):

$$V_{\text{cor}} = V_{\text{cor},a} \cdot \frac{N_w}{365}, \quad (10)$$

где $V_{\text{cor},a}$ – средняя скорость коррозии арматуры, мм/год, которая определяется исходя из природных условий эксплуатации железобетонного элемента по табл. 1; N_w – число дней в году с осадками более 2,5 мм.

Таблица 1

Средняя скорость коррозии стальной арматуры в железобетоне $V_{\text{cor},a}$ в различных условиях эксплуатации согласно [12]

Коррозионное состояние	Условия эксплуатации	$V_{\text{cor},a}$, мм/год
Общая коррозия при карбонизации	на открытом воздухе	0,005
	в помещении	0,002
Питтинговая коррозия	сухие	0,004
	переменная влажность	0,03
	в воздухе над морской водой	0,03
	зона периодического смачивания	0,07

Таким образом, определив зависимость глубины коррозионного повреждения от времени

$x_{\text{cor}} = f(t_{\text{cor}})$, можно определить зависимость площади сечения арматуры от времени коррозии.

В результате уменьшения сечения арматуры из-за коррозии на величину x_{cor} по всему периметру через время t_{cor} от начала коррозии площадь сечения арматурного стержня диаметром d будет определяться выражением:

$$A_{\text{cor}} = \pi \cdot \left(\frac{d}{2} - x_{\text{cor}}\right)^2. \quad (11)$$

Устанавливая минимально допустимые значения площади арматуры расчетом на прочность нормальных сечений в середине пролета и наклонных сечений в приопорном участке, можно определить время снижения площади сечения арматуры до этого значения.

Подводя итог, согласно введенным обозначениям периодов коррозии арматуры зависимость определения срока службы T от рассматриваемых предельных состояний можно привести в табличной форме.

Таблица 2

Определение срока службы T для различных предельных состояний

№ п/п	Расчетный случай	Срок службы T
1	Начало коррозии арматуры	$T = t_0$
2	Образование продольных трещин	$T = t_0 + \tau_{\text{crack}}$
3	Раскрытие продольных трещин	$T = t_0 + \tau_{\text{crack}} + \tau_{\text{crit}}$
4	Скалывание бетона защитного слоя	$T = t_0 + \tau_{\text{crack}} + \tau_{\text{spall}}$
5	Разрушение	$T = t_0 + t_{\text{cor}}$

Анализ модели

На основе приведенной модели деградации железобетонных элементов мостов были произведены расчеты фактической долговечности пролетных строений на примере типовых плитных конструкций по проекту Белгипродор 5-04-145. В качестве расчетного предельного состояния было принято образование продольных трещин в пролетных строениях (2-й расчетный случай). Предварительные расчеты показали, что в случае использования солей-антиобледенителей срок накопления критической концентрации хлоридов на поверхности арматуры гораздо меньше срока карбонизации защитного

слоя. Поэтому в качестве процесса депассивации арматуры рассматривалось проникновение хлоридов в бетон.

Расчеты производились при помощи метода статистического моделирования в программной среде MathCAD. Моделировалось 1000 значений периода депассивации арматуры $t_0 = \tau_{\text{cl}}$ и периода трещинообразования $t_{\text{cor}} = \tau_{\text{crack}}$ согласно исходным данным, приведенным в типовом проекте. Срок наступления принятого предельного состояния T определялся путем суммирования двух полученных выборок. Для всех полученных выборок был проведен статистический анализ, результаты которого приведены в табл. 3.

Таблица 3

Статистические параметры выборок

Параметры выборки	Значения по выборкам, лет			
	t_0	t_{cor}	T	$T_{\text{факт}}$
Среднее значение	28,6	3,7	37,8	33,0
Минимальное значение	8,0	1,9	16,0	12,0
Максимальное значение	57,1	5,9	64,9	59,0
Стандарт	7,7	0,7	7,7	9,3

Для оценки полученных результатов был произведен статистический анализ данных фактической долговечности $T_{\text{факт}}$ типовых плитных пролетных строений по проекту Белгипродор 5-04-145, полученных в результате обследования технического состояния мостов (табл. 3). Сравнивая полученные результаты расчета долговечности с фактическими значениями срока службы мостов, можно сказать, что предложенный алгоритм может использоваться для прогноза сроков службы железобетонных мостов на стадии проектирования.

Выводы и открытые вопросы

Разработана модель прогноза долговечности железобетонных элементов мостов на стадии проектирования, которая позволяет прогнозировать срок службы мостов в виде функции времени в зависимости от физико-механических свойств бетона и арматуры, условий эксплуатации.

Модель предлагает рассматривать различные предельные состояния конструкции для рассмотрения нескольких вариантов стратегии эксплуатации объекта.

Автор виражає щиросердечну подяку своєму науковому керівнику докт. техн. наук професору Альберту Івановичу Лантуху-Лященко, під керівництвом якого була виконана дана робота.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Чинний від 2007-02-01. – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.
2. Мости: конструкції та надійність [Текст] / за ред. В. В. Панасюка та Й. Й. Лучка. – Львів: Каменяр, 2005. – 989 с.
3. DuraCrete/BE95-1347/R14 (1999) «General Guidelines for Durability Design and Redesign», Task 7 Report. Prepared by COWI Consulting Engineers and Planners AS, Denmark.
4. LIFECON; Models for the Prediction of the Residual Service Life. State of the Art Report. Deliverable D3.2, Project G1RD-CT-2000-00378, 2003.
5. Edvardsen, C. DURACRETE – a guideline for durability-based design of concrete structures [Текст] / C. Edvardsen, L. Mohr: Fib Symposium on Structural Concrete – the Bridge between people. – Prague, October 1999.
6. Tuutti, K. Corrosion of Steel in Concrete [Текст] / K. Tuutti // Swedish Cement and Concrete Research Institute. Stockholm. – 1982. – S-100 44.
7. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ [Текст] / Мінрегіонбуд України. – К., 2009. – 37 с.
8. Collepardi, M. The Kinetics of Chloride Ions Penetration in Concrete [Текст] / M. Collepardi, A. Marcialis, R. Turriziani // Il cemento. – 1970. – Vol. 67. – P. 157-164.
9. Takewaka, K. Quality and Cover Thickness of Concrete based on the Estimation of Chloride Penetration in Marine Environments [Текст]: ACI SP 109-17 / K. Takewaka, S. Mastumoto. – American Concrete Institute, 1988. – P. 381-400.
10. Liu, Y. Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structure [Текст] / Y. Liu, R. E. Weyers // ACI Material Journal. – 1998. – 95, № 6. – P. 675-681.
11. Thoft-Christensen, P. Modelling of the Deterioration of Reinforced Concrete Structures [Текст] / P. Thoft-Christensen // Proc. of IFIP Conf. on Reliability and Optimization of Structural Systems. – Michigan: Ann Arbor, 2000. – P. 15-26.
12. DuraCrete: Brite EuRam III Project BE95-1347, Report R4-5, Modelling of Degradation, 1998 [Текст].

Поступила в редколлегию 15.03.2010.

Принята к печати 24.03.2010.

М. М. БРЕСЛЕР (компания «Maurer Soehne», Мюнхен, Германия),
В. Н. КОСЯК (ДИИТ)

СОВРЕМЕННЫЕ ПОДХОДЫ ПРИ ВЫБОРЕ СИСТЕМ ЗАЩИТЫ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ ОТ ВОЗДЕЙСТВИЙ, ВЫЗВАННЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЯМИ, И ОБЕСПЕЧЕНИЕ ИХ ДОЛГОВЕЧНОСТИ

Представлено концепцію та нові розробки компанії «Maurer Soehne», призначені для захисту транспортних споруд від впливів, викликаних переміщеннями, та забезпечення їх безпечної тривалої експлуатації.

Представлена концепция и новые разработки компании «Maurer Soehne», предназначенные для защиты транспортных сооружений от воздействий, вызванных перемещениями, и обеспечении их безопасной долговечной эксплуатации.

The conception and new developments of Company «Maurer Soehne» intended for protection of transport structures from influences caused by displacements and for providing of their safe long-term exploitation are presented.

Введение

Системы защиты транспортных сооружений от воздействий, вызванных перемещениями, широко применяются в настоящее время во всем мире.

Компания «Maurer Soehne» основана Фридрихом Маурером в 1876 г., ныне является признанным мировым лидером в разработке, производстве и внедрении подобных систем. Более 70 % объемов продукции составляют деформационные швы, опорные части, гасители колебаний и сейсмозащитное оборудование всех существующих систем для мостов и промышленно-гражданских сооружений.

Решать сложные технические задачи, возникающие в постоянно меняющихся условиях строительства и эксплуатации все более сложных сооружений компания «Maurer Soehne» способна благодаря взаимодействию с известными исследовательскими институтами Европы.

Высокое качество всех мостовых конструкций, производимых компанией «Maurer Soehne», гарантирует высокие показатели качества и надежности, а так же долговечность сооружений в целом.

Основная концепция

Продукция, выпускаемая «Maurer Soehne», предназначена для обеспечения защиты сооружений от воздействий, вызванных перемещениями. Многообразные деформации и переме-

щения на мосту создаются внутренними и внешними напряжениями, которые должны учитываться во время проектирования устройств конструкционной защиты.

С одной стороны компенсация перемещения моста гарантируется сложной системой опорных частей, а с другой стороны конструктивными зазорами между смежными секциями пролетных строений моста, соединенных, как правило, деформационными швами, несущими транспортную нагрузку.

Для защиты сооружений, подверженных риску повреждения вследствие вибрации, например, мостов, стальных дымовых труб, оснований транспортных сооружений и т.д., используются антисейсмические устройства, демпферы и вибропоглотители.

В данной статье особое внимание уделено новым разработкам, которые предназначены для защиты транспортных сооружений от сейсмических воздействий. За последние годы было сделано несколько значительных разработок в сейсмической технологии. Прогресс обусловлен развитием и внедрением новых проектных стратегий (например, обеспечение сейсмической изоляции).

Деформационные швы

Для защиты несущих конструкций сооружения, расположенных ниже проезжей части, от агрессивных смесей, особенно зимой при посыпке проезжей части солевыми смесями, и обеспечивать прочность и выносливость торцов

пролетных строений, необходимы элементы сопряжения, обеспечивающие безопасный проезд и защиту сооружения от динамических воздействий.

Одним из основных отличительных признаков деформационных швов является водонепроницаемость. Деформационные швы фирмы «Maurer Soehne» состоят из металлических деталей, обеспечивающих жесткую анкеровку в пролетных строениях, и специального резинового компенсатора – герметика. Конструкции швов позволяют производить замену компенсатора с проезжей части и состыковывать резиновые элементы путем горячей вулканизации.

При проектировании и производстве систем защиты сооружений от воздействий, вызванных перемещениями, учитываются все параметры условий монтажа и эксплуатации конструкций.

При ремонтах и заменах деформационных швов учитываются особенности проектов производства работ, и предусматривается возможность замены конструкций по полосам движения.

Землетрясения могут вызывать конструкционные перемещения, которые значительно больше, во много раз быстрее и намного сложнее по своему направлению, чем возникающие в обычных рабочих условиях.

Для транспортных сооружений, которые могут быть подвержены сейсмическим воздействиям, целесообразно применение особых деформационных швов.

Стандартные требования, установленные для рабочих условий, являются несущественными во время сейсмических действий. Однако особое значение имеют следующие положения:

- поддержание эксплуатационной пригодности конструкции после землетрясения, по крайней мере, для аварийных транспортных средств, а также
- защита конструкции от ударных повреждений, вызываемых перемещениями, закрытыми деформационными швами во время землетрясения.

Интенсивные исследования и разработки в сочетании с опытом, приобретенным благодаря монтажу более миллиона метров встроенных деформационных швов, позволили разработать специальную конструкцию шва для применения на сооружениях в сейсмически опасных районах.

С учетом требований долгосрочной и безотказной работы в нормальных условиях экс-

плуатации, деформационные швы с поворотными траверсами были дополнительно усовершенствованы с тем, чтобы отвечать и вышеупомянутым сейсмическим требованиям. Когда деформационный шов или конструкционный зазор закрывается, это может привести к повреждениям или разрушению конструкции.

Для лучшей защиты мостовой конструкции в дополнение к сейсмическому деформационному шву разработан «предохранительный блок» нового типа. Если деформационный шов должен закрыться в случае землетрясения, будут активизированы предварительно определенные точки разрушения. Система анкеровки разъединяется вдоль рамп в соответствии с определенной нагрузкой разрушения, и возвращается в свое первоначальное положение после завершения землетрясения. Стопоры обеспечивают временную фиксацию положения.

Аварийные транспортные средства могут проходить через деформационные швы. Однако анкеровка должна быть восстановлена. Применение предохранительного блока, если это происходит, значительно снижает количество требуемых элементов уплотнения.

При использовании специальных сейсмических устройств на мостах могут быть установлены деформационные швы MAURER с поворотными траверсами (рис. 1).



Рис. 1. Деформационный шов с поворотными траверсами

Универсальная подвижность таких швов делает их пригодными для компенсации переменных деформаций вдоль конструкции моста. Шов может не только следовать главному перемещению моста в направлении продольной оси проезжей части, но и заметным перемещениям в двух пространственных направлениях,

перпендикулярных основному направлению. Швы легко воспринимают даже вращение моста вокруг трех пространственных осей.

Железнодорожные деформационные швы

На федеральных железных дорогах Германии используют три различных типа деформационных швов на мостовых конструкциях:

- соединительные плиты, первично для продольных швов между двумя элементами верхнего строения пути, где перемещение небольшое;
- водонепроницаемые деформационные швы для перемещений среднего размера;
- открытые деформационные швы для больших перемещений, в основном в качестве перекрестных (поперечных) деформационных швов на больших равнинах и речных мостах.

В качестве ведущего производителя водонепроницаемых деформационных швов для строительства дорожных мостов, компания «Maurer Soehne» разработала подобную систему поперечных и продольных деформационных швов для железнодорожных мостов.

Деформационные швы типа MAURER DB состоят из пяти основных элементов:

1. Секция сплошного фундамента, которая поглощает перемещение конструкции.
2. Зажимная секция, которая обеспечивает предварительное натяжение секции сплошного фундамента и, таким образом, водонепроницаемое крепление.
3. Верхнее строение пути, анкерованное к смежным конструкциям, в форме угловых секций, которые заливаются бетоном или укрепляются сваркой.
4. Винтовое крепление, которое обеспечивает предварительное натяжение.
5. Эластомерное уплотнение для закрытия шва, с целью герметизации конструкции.

Опорные части

В опорных частях скольжения с применением нового материала «MSM®» коэффициент трения был снижен до рекордных 2 %, что позволило существенно снизить фактические горизонтальные воздействия как на опоры и их основания, так и на пролетные строения. Практически нулевая истираемость материала «MSM®» в условиях эксплуатации позволяет обеспечить долговечность опорных частей, равную долговечности самого сооружения.

Для снижения уровня шума разработана опорная часть MAURER VK, а для применения

в сейсмически активных районах – сейсмические опорные части MAURER.

Функцию демпфирования сейсмических воздействий выполняют эластомерные опорные части со свинцовыми сердечниками. Совершенно новыми в этом направлении являются Maurer-сферические маятниковые опорные части скольжения, предназначенные для сейсмоизоляции сооружений. В отличие от известных в этой области маятниковых опорных частей трения американского производства, опорные части с применением в них материала «MSM®» обладают очень низким трением и, как следствие, очень высокой степенью изоляции.

В общем случае, используются четыре различных типа упрочненных эластомерных опорных частей:

- тип 1: упрочненная эластомерная опорная часть без анкеровки;
- тип 2: упрочненная эластомерная опорная часть с анкеровкой;
- тип 1/2: однонаправленная упрочненная эластомерная опорная часть с анкеровкой;
- тип 5: как тип 2, но с использованием стальных рифленых листов.

На рис. 2 представлена конструкция сферической опорной части с примененным материалом «MSM®».



Рис. 2. Конструкция опорной части с применением материала «MSM®»

Материал «MSM®» может подвергаться в два раза большему сжимающему напряжению, может воспринимать, по крайней мере, пятикратное аккумулированное скользящее смещение, и в 7,5 раз более высокую скорость скольжения.

Скользкий материал «MSM®» способен воспринимать экстремальные смещения в случае землетрясения, а также воспринимать высокие аккумулированные скользящие смещения и скорости скольжения, которые возникают на этом мосту на стадии эксплуатации.

Изоляторы. Антисейсмические устройства. Гидравлические демпферы

В течение десятилетий вибропоглотители и сейсмические устройства MAURER использовались для защиты конструкций, испытывающих риск повреждений от вибрации. Защита от вредных вибраций, создаваемых пешеходным движением, ветром и землетрясениями, обеспечивается оборудованием, специально разработанным для каждого конкретного применения. Применяются методы рассеяния энергии и изолирования конструкции.

Современные передовые конструкции, защищенные от воздействия землетрясений, используют новейшие технологические достижения. Гибкое соединение между конструкцией и ее фундаментами значительно снижает количество сейсмической энергии, поступающей в конструкцию. Разъединение зоны контакта сооружения и сотрясаемого подстилающего слоя грунта с помощью изоляторов позволяет конструкции оставаться в своем положении без возникновения ускорений и деформацией, вызываемых землетрясением. Для увеличения амортизирующей способности и рассеяния сейсмической энергии могут быть установлены дополнительные амортизирующие устройства.

Система изолирования предназначена для:

- передачи вертикальных нагрузок;
- обеспечения гибкого горизонтального соединения между конструкцией и фундаментом;
- повторного центрирования конструкции во время и после землетрясения;
- обеспечения возможности рассеяния (диссипации) энергии.

На выбор типа изолятора, используемого в сооружении, существенно влияют следующие граничные условия:

- тип ожидаемого сейсмического события;
- тип конструкции;
- тип/состав подстилающего слоя грунта;
- максимально допустимые конструкционные деформации и усилия.

К современным изоляторам, рекомендуемым компанией «Maurer Soehne», относятся:

- резиновые опорные части с различными собственными свойствами амортизации;
- опорные части из просвинцованной резины (LRB);
- скользящие изоляторы маятникового типа (SIP).

Все конструкции и устройства успешно прошли несколько полномасштабных испытаний и обязательную сертификацию, гарантирующую высокое качество. Исследования были выполнены в признанных европейских институтах, например, в испытательных институтах Университетов Сан-Диего, Беркли, Бохума, Мюнхена.

Устройства Maurer могут быть снабжены датчиками и оборудованием для передачи данных, обеспечивающими настройку системы мониторинга, что позволяет проводить дистанцированное наблюдение за сооружением.

Системы контроля вибрации сокращают частоты структур или отдельных частей сооружения. Для известных диапазонов частот могут быть применены адаптивные демпферы Maurer, которые приспособливают элементы к возникающим колебаниям.

В случае сейсмического воздействия при землетрясениях специальные механические устройства выполняют следующие функции:

- воспринимают и передают дополнительную вертикальную нагрузку;
- изолируют конструкции от горизонтальной составляющей сейсмически атакованного подстилающего слоя грунта, когда лишь небольшая часть сейсмической энергии воздействует на конструкцию (в идеальном случае достигается полное изолирование объекта);
- поглощают конструкционное возбуждение колебаний, соответственно, контролируемые перемещения конструкции с рассеянием сейсмической энергии, которая была передана с грунта;
- горизонтальное повторное центрирование конструкции во время и после сейсмического воздействия, с целью исключения как повреждения конструкции (например, моста), так и последующего требуемого механического повторного центрирования конструкции.

В рамках защиты сооружений от сейсмических воздействий разработаны высокоэффективные гидравлические демпферы, позволяющие ограничить воздействующие усилия на заданном проектом расчетном уровне.

Гидравлический амортизатор MHD MAURER (рис. 3) внешне мало отличается от многих других устройств, разработанных ранее. Существенное техническое отличие – наличие классического гидравлического цилиндра, в котором сила противодействия является функцией от расхода жидкости, перетекающей между его камерами. Такая система обеспечивает практически неизменную силу противо-

действия, независимо от внешней действующей скорости и температуры. При этом возможность рассеяния механической энергии, которая передается землетрясением на конструкцию, будет максимизирована, что гарантирует значительную степень защиты конструкции.

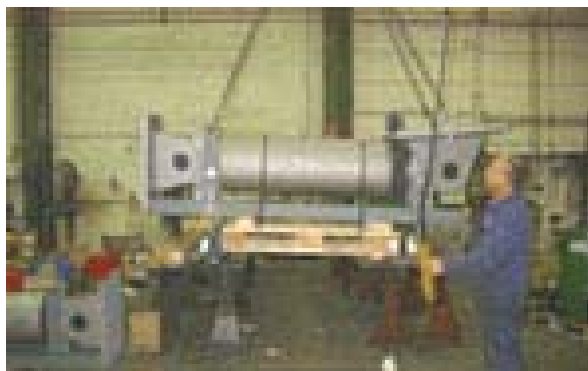


Рис. 3. Гидравлический амортизатор MHD MAURER

Гидравлический амортизатор MHD от компании «Maurer Soehne» может рассматриваться как устройство, обладающее способностью поглощать объемные колебания гидравлической жидкости, которые создаются изменением температуры окружающей среды, и, прежде всего, наиболее значительные колебания, возникающие во время землетрясения. Это устройство представляет собой интегральную внутреннюю часть всего устройства гидравлического амортизатора. Амортизатор MHD компактен и не имеет каких-либо выступающих наружу и уязвимых деталей.

Устройство передачи ударных воздействий MSTU MAURER является гидравлическим устройством для обеспечения жесткого соединения конструкционных частей, которые в обычных условиях являются подвижными, без значительного усилия.

Очень малые смещения, обусловленные температурными изменениями и ползучестью/усадкой, вызывают небольшие силы противодействия в устройстве MSTU. При возникновении неожиданных ударных ускорений, что наблюдается при землетрясениях или торможении транспортных средств, сопровождающихся повышенными скоростями относительного смещения между пролетными строениями и ниже расположенными конструкциями, которые превышают, примерно 0,1 мм/с, устройство MSTU реагирует значительным увеличением силы противодействия. После чего устройство блокирует любое относительное смещение между соединенными деталями конструкции.

Устройство MSTU имеет следующие характеристики:

- два направления действия;
- отсутствует предварительное напряжение, поскольку при обслуживании внутреннее давление равно нулю;
- все компенсирующие контейнеры и клапаны расположены внутри;
- нет необходимости регулировки;
- максимальное усилие может быть точно ограничено, в случае возникновения непредвиденных высоких нагрузок, конструкция и устройство MSTU не получают существенных повреждений;
- отсутствует необходимость проведения работ по техническому обслуживанию; рекомендуется проводить визуальный осмотр в рамках периодического осмотра моста;
- малые размеры и простота установки;
- диапазон температур: от -40°C до $+70^{\circ}\text{C}$.
- сферические шарниры на обоих концах устройства для подгонки с учетом монтажных допусков.

Полуактивный амортизатор Maurer разработан в рамках Европейского исследовательского проекта для обеспечения строительства с учетом современных технологий. Область их применения – очень узкие конструкции (например, пешеходные мосты, филигранные конструкции покрытий), сооружения в регионах с высокой сейсмической активностью, – т.е. случаи, когда необходимо использовать специальные стратегии для преодоления динамической реакции конструкции.

При проектировании основной конструкции необходимо обеспечить соответствие динамической реакции допустимому уровню деформаций и внутренних реакций, или применение дополнительных амортизирующих элементов, снижающих деформации и реакции до допустимых значений.

Полуактивные амортизаторы, включающие требуемые компоненты – алгоритмы управления и оборудование, магнетореологические жидкости, аппаратуру, были успешно испытаны как в лабораторных условиях, так и на эксплуатируемых сооружениях.

Фрикционные амортизирующие вибропоглотители.

Многодисковые фрикционные вибропоглотители MAURER разработаны в двух версиях:

- многодисковый фрикционный вибропоглотитель с одиночной массой маятника;

- многодисковый фрикционный вибропоглотитель с кольцевой массой маятника.

При проектировании многодискового фрикционного вибропоглотителя, особое внимание было уделено надежной, не требующей ухода работе в течение длительного срока эксплуатации. Все элементы защищены от атмосферных воздействий. Принцип наложенных фрикционных дисков исключает опасность образования льда на поверхности трения. Бесшумная работа гарантируется расположением изолирующих слоев.

Для последующего восстановления конструкций, подвергающихся опасным вибрациям, транспортируемые элементы вибропоглотителей могут быть собраны на площадке. Более того, конструкция позволяет адаптацию к существующим условиям благодаря регулируемой длине маятника и переменной массе маятника.

Вязкостные амортизаторы.

Как правило, конструкция вязкостного амортизатора состоит из гидравлического цилиндра, окружающего поршень, головка которого формирует две камеры. Последние соединены соплами или клапанами, которые могут быть установлены внутри или снаружи цилиндра. Устройство оборудуется аккумулятором, принцип функционирования которого состоит в компенсации разницы распространения температуры между гидравлической жидкостью и стальными элементами.

Каждый тип амортизатора аккумулирует или рассеивает энергию. Вязкостный аккумулятор, например:

- аккумулирует энергию упругой деформации посредством деформирования механических компонентов и сжатия гидравлической жидкости;
- аккумулирует кинетическую энергию в своих подвижных компонентах (т.е., поршнях);

- рассеивает энергию гистерезиса посредством трения в уплотняющих элементах;

- рассеивает гидравлическую энергию через сопла и клапаны.

В основном превалирует последний из перечисленных тип рассеяния, в соответствии с которым устройство классифицируется как вязкостный амортизатор. Амортизаторы такого типа используются как на пешеходных мостах, так и канатных висячих мостах и арочных мостах.

Для вантовых мостов могут быть применены демпферы для гашения колебаний вант. В этой области разработано решение, позволяющее изменять параметры гашения в зависимости от величины воздействия и таким образом существенно снизить время гашения.

Для пешеходных мостов разработаны специальные гасители колебаний. Их конструкция позволяет корректировать параметры гашения в соответствии с фактическими значениями собственных колебаний пролетных строений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бреслер, М. Анализ применения новых конструктивных решений в области систем защиты мостовых сооружений от воздействий, вызванных перемещениями [Текст] / М. Бреслер // Дороги і мости: зб. наук. пр. в 2 т: Т. 1 / ДерждорНДІ. – К.: ДерждорНДІ, 2007. – Вип. 7. – С. 48-52.
2. Косяк, В. М. Розвиток конструктивних форм елементів мостів для роботи в умовах сейсмічних впливів [Текст] / В. М. Косяк // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2005. – Вип. 5. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2005.
3. Килимник, Л. Ш. Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве [Текст] / Л. Ш. Килимник. – М.: Наука, 1985.

Поступила в редколлегию 09.04.2010.

Принята к печати 16.04.2010.

ИЗГИБ БАЛОК, СОЕДИНЕННЫХ УПРУГИМИ СВЯЗЯМИ И ЛЕЖАЩИХ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

Розглядається згин балок на пружній основі, сполучених між собою пружними зв'язками. При розрахунку застосовується спосіб, запропонований в роботах В. А. Лазаряна і С. І. Конашенка. Він заснований на застосуванні узагальнених функцій.

Рассматривается изгиб балок, соединенных между собой упругими связями и лежащих на упругом основании. При расчете применяется способ, предложенный в работах В. А. Лазаряна и С. И. Конашенко. Он основан на применении обобщенных функций.

The bend of beams interconnected by resilient connections and lying on resilient foundation is considered. The method suggested in works by V. A. Lazaryan and S. I. Konashenko is used in the calculation. It is based on application of the generalized functions.

Рассматривается изгиб балок одинаковой жесткости, соединенных между собой узлами с упругими связями и лежащих на упругом основании.

В узлах возможны одна или две упругие связи. Одна связь сопротивляется повороту концов стержней в плоскости (типа упругий шарнир). На рис. 1, а показано подобное соединительное устройство между двумя стержнями, состоящее из цилиндрического шарнира и упругой связи с жесткостью k_M , препятствующей повороту концов стержней относительно друг друга. Другая, с жесткостью k_Q , препятствует вертикальному смещению (рис. 1, б) относительно друг друга примыкающих концов стержней.

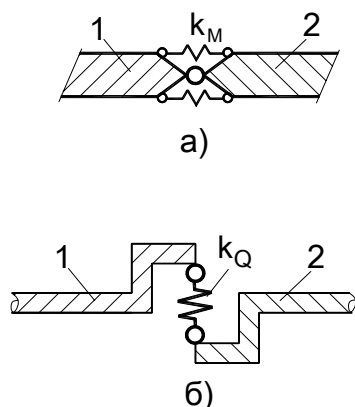


Рис. 1

В качестве упругих оснований в приведенных задачах рассматриваются однородное винклеровское и неоднородное основание, состоящее из однородного винклеровского осно-

вания, дополненного сосредоточенными включениями в жесткость в виде упругих связей, сопротивляющихся вертикальному перемещению и повороту сечения. Такие сосредоточенные включения в жесткость основания можно представить, как промежуточные опоры типа упругая заделка (рис. 2). Его можно рассматривать как частный случай основания Пастернака [1]. Конструкции подобного типа часто встречаются в машиностроении, мостостроении и строительстве.

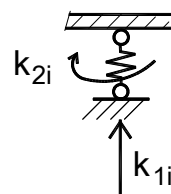


Рис. 2

Для решения этих задач в работе применяется способ, предложенный в работах В. А. Лазаряна и С. И. Конашенко [2], основанный на применении обобщенных функций. Упругие шарниры и опоры учитываются с помощью импульсивных функций. Получены аналитические решения справедливые при любой жесткости упругих связей, как между балками, так и упругих опор. Усилия и перемещения выражаются через начальные параметры и некоторые функции влияния, которые имеют разрывы непрерывности I-го рода. Для построения эпюр внутренних усилий и перемещений от действия различных нагрузок составлены MathCad-программы. В качестве примеров рассмотрены следующие задачи.

1. Рассмотрим изгиб балки на неоднородном упругом основании. Пусть в сечениях $x = s_i$ $i = 1, \dots, n$ имеются упругие опоры, жесткость которых на вертикальное перемещение k_{1i} , а на поворот k_{2i} . Включим в жесткость основания реакции упругих связей, сопротивляющихся как вертикальному перемещению i -й опоры так и ее повороту с помощью импульсивных функций первого и второго порядка. Тогда разрешающее уравнение примет следующий вид:

$$EI v^{IV}(x) = -k v(x) - \sum_{i=1}^n (k_{1i} v(x) \sigma_1(x - s_i) - k_{2i} v'(x) \sigma_2(x - s_i)) + q(x). \quad (1.1)$$

$$v(s_i) = v_0 Y_1(\alpha \cdot s_j) + \frac{\theta_0}{\alpha} Y_2(\alpha \cdot s_j) - \frac{M_0}{\alpha^2 EI} Y_3(\alpha \cdot s_j) - \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} Y_4(\alpha \cdot s_j) + v^*(s_j) - \sum_{j=1}^{i-1} \frac{k_{1j}}{\alpha^3 EI} v(s_j) Y_4(\alpha(s_j - s_i)) \cdot (s_j > s_i) + \sum_{j=1}^{i-1} \frac{k_{2j}}{\alpha^2 EI} v'(s_j) Y_3(\alpha(s_j - s_i)) \cdot (s_j > s_i).$$

Используя свойства импульсивных функций $\sigma_1(x - s_i)$ и $\sigma_2(x - s_i)$, приводим уравнение (1.1) к следующему виду:

$$v^{IV} + 4\alpha^4 v(x) = \frac{q(x)}{EI} - \sum_{i=1}^n \frac{k_{1i}}{EI} v(s_i) \sigma_1(x - s_i) + \sum_{i=1}^n \frac{k_{2i}}{EI} v'(s_i) \sigma_2(x - s_i), \quad (1.2)$$

где $4\alpha^4 = \frac{k}{EI}$.

Его решение, найденное операционным способом, имеет вид:

$$v(x) = v_0 Y_1(\alpha \cdot x) + \frac{\theta_0}{\alpha} Y_2(\alpha \cdot x) - \frac{M_0}{\alpha^2 EI} Y_3(\alpha \cdot x) - \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} Y_4(\alpha \cdot x) + v^*(x) - \sum_{i=1}^n \frac{k_{1i}}{\alpha^3 EI} v(s_i) Y_4(\alpha \cdot (x - s_i)) \cdot \sigma_0(x - s_i) + \sum_{i=1}^n \frac{k_{2i}}{\alpha^2 EI} v'(s_i) Y_3(\alpha \cdot (x - s_i)) \cdot \sigma_0(x - s_i). \quad (1.3)$$

Здесь $v^*(x)$ – грузовое слагаемое, $\sigma_0(x - s_i)$ – функция Хевисайда.

Подставляя $x = s_i$ в выражение (1.3) и ее производную $v'(x)$, получаем рекуррентные формулы для нахождения промежуточных параметров:

$$v'(s_i) = -4\alpha v_0 Y_4(\alpha s_j) + \theta_0 Y_1(\alpha s_j) - \frac{M_0}{\alpha EI} Y_2(\alpha s_j) - \frac{Q_0}{\alpha^2 EI} Y_3(\alpha s_j) + v^*(s_j) - \sum_{j=1}^{i-1} \frac{k_{1j}}{\alpha^2 EI} v(s_j) Y_3(\alpha(s_j - s_i)) \cdot (s_j > s_i) + \sum_{j=1}^{i-1} \frac{k_{2j}}{\alpha EI} v'(s_j) Y_2(\alpha(s_j - s_i)) \cdot (s_j > s_i),$$

где $(s_j > s_i)$ – булев оператор.

Причем $v(s_1)$ и $v'(s_1)$ будут выражаться только через начальные параметры и грузовое слагаемое.

В качестве примера рассмотрен расчет шарнирно опертой балки с тремя упруго податливыми опорами, нагруженной распределенной нагрузкой, сосредоточенной силой и моментом (рис. 3)..

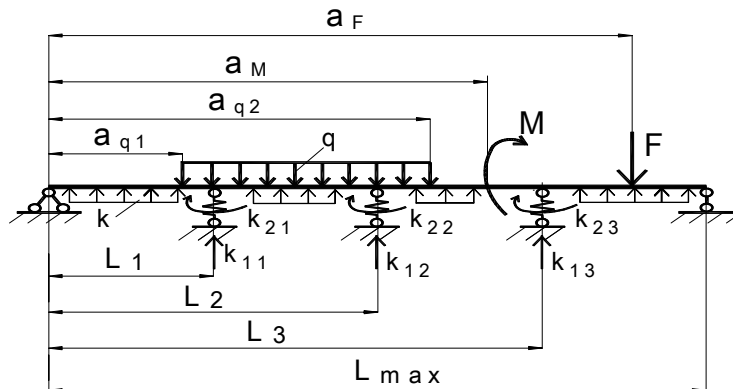


Рис. 3

Ниже приведено решение, найденное с помощью MathCad-программы.

Исходные данные (кН, м):

$$L_{\max} := 10; \quad L := (1 \quad 2 \quad 3) \cdot 0,25 L_{\max}$$

$$L := L^T \quad EI := 100 \quad k := 50$$

$$M := 0 \quad F := 0 \quad a_F := \frac{2L_{\max}}{5} \quad q := 2$$

$$a_{q1} := 0 \quad a_{q2} := L_{\max} \quad a_M := \frac{L_{\max}}{3}$$

Жесткости опор задаем в векторном виде:

$$k_1 := \begin{pmatrix} 1 \\ 100 \\ 1 \end{pmatrix} \cdot EI \quad k_2 := \begin{pmatrix} 2 \\ 1 \\ 10 \end{pmatrix} \cdot EI.$$

Ниже на рис. 4 и 5 приведены упругая линия балки $v(x)$ и эпюры внутренних усилий.

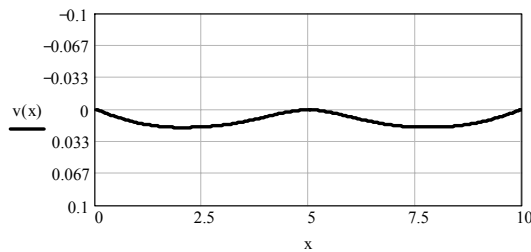


Рис. 4

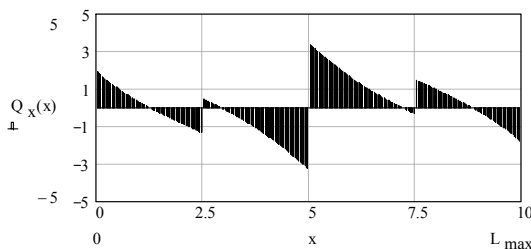
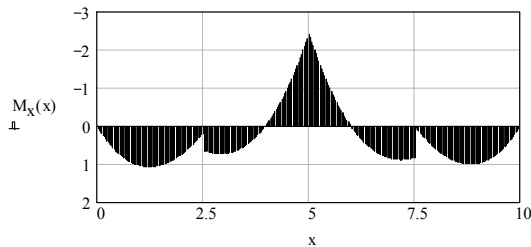


Рис. 5

Из полученных результатов видно, что скачки на эпюре моментов появляются в сечениях, где расположены упругие связи. Опора типа «упругая заделка» пытается удерживать стержень от угловых перемещений.

При очень большой жесткости опоры k_1 и неравномерной нагрузке на балку, отсутствие

поворота на упругой опоре увеличивает изгибающий момент на опоре на 30 % и не передает усилий на соседний участок.

2. В качестве другого примера исследовано напряженно-деформированное состояние рельсов в зоне стыка. В одной из известных работ по расчетам в зоне стыка [3] стык рассмотрен в виде двух полубесконечных рельсовых нитей, соединенных идеальным шарниром. В данной работе расчетная схема стыка рельсов принята в виде двух стержней конечной длины, лежащих на винклеровском основании и соединенных между собой узлом с двумя упругими связями, сопротивляющимися как повороту, так и вертикальному смещению относительно друг друга примыкающих к нему концов стержней (рис. 6).

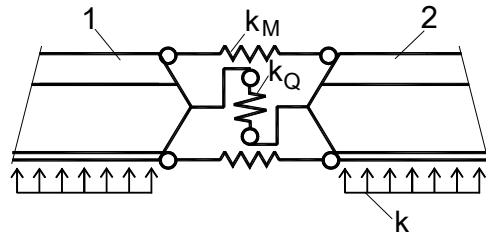


Рис. 6

Рассмотрен расчет рельсов в зоне стыка при действии одной сосредоточенной силы.

Для общего случая упругих связей в узле (рис. 6) с упругими постоянными k_{Mi} и k_{Qi} будем иметь уравнение, аналогичное (1.2):

$$v^{IV} + 4\alpha^4 v(x) = \frac{q(x)}{EI_0} + \sum_{i=1}^n \Delta v'(x_i) \sigma_3(x - x_i) + \sum_{i=1}^n \Delta v(x_i) \sigma_4(x - x_i), \quad (2.1)$$

$$\text{где } \Delta v(x_i) = v(x_i + 0) - v(x_i - 0) = \frac{Q(x_i)}{k_{Qi}}.$$

Его решение имеет следующий вид:

$$v(x) = v_0 Y_1(\alpha \cdot x) + \frac{\theta_0}{\alpha} Y_2(\alpha \cdot x) - \frac{M_0}{\alpha^2 EI} Y_3(\alpha \cdot x) - \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} Y_4(\alpha \cdot x) + v^*(x) + \frac{1}{\alpha} \sum_{i=1}^n \Delta v'(x_i) Y_2(\alpha(x - x_i)) \cdot \sigma_0(x - x_i) + \sum_{i=1}^n \Delta v(x_i) Y_1(\alpha(x - x_i)) \cdot \sigma_0(x - x_i).$$

Исключив затем промежуточные параметры $\Delta v'(x_i)$ и $\Delta v(x_i)$, получим выражение для перемещений $v(x)$, зависящее только от начальных параметров и некоторых функций влияния, которые будут иметь разрывы непрерывности I-го рода.

Получено аналитическое решение справедливо при различных коэффициентах жесткости упругого основания и упругих связей узла.

Ниже приведено решение при следующих исходных данных (кН, м):

$$\begin{aligned} L_F &:= (10 \ 12,1 \ 14,2 \ 18,6 \ 20,7 \ 22,8) & L_F &:= L_F^T \\ F &:= (0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0) \cdot 100 & F &:= F^T \\ L_{\max} &:= 30 & EI &:= 3,127 \cdot 10^3 & k &:= 2 \cdot 10^3 \\ L_H &:= 15 & k_M &:= ,3 \cdot EI & k_Q &:= ,0001 \cdot EI \end{aligned}$$

На рис. 7 и 8 построены эпюры внутренних усилий и перемещений, возникающих в зоне стыка.

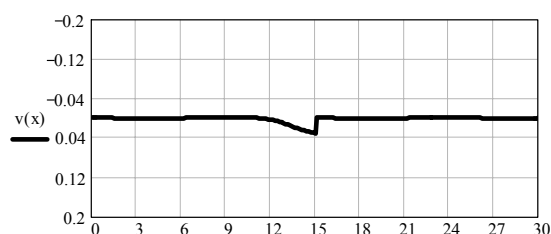


Рис. 7

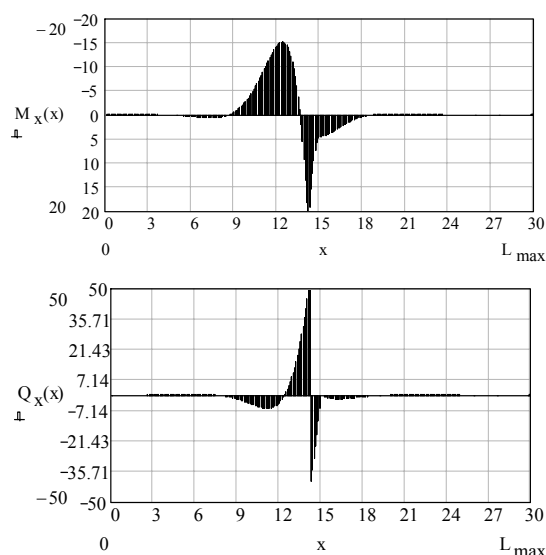


Рис. 8

При учете только связи, сопротивляющейся повороту концов стержней относительно друг друга (узел типа упругий шарнир), величина изгибающего момента в стыке уменьшается

пропорционально жесткости упругого шарнира, а поперечная сила не изменяется.

При малой жесткости упругого шарнира, через стык передается только поперечная сила. Величины максимальных изгибающих моментов снижаются на 30 % при повышении коэффициента жесткости упругого основания в два раза.

При малых жесткостях обеих связей, через стык не передается не только изгибающий момент, но и поперечная сила.

При малой жесткости упругой связи, сопротивляющейся только вертикальному перемещению концов рельсов относительно друг друга, разница в вертикальных перемещениях рельсов по обе стороны стыка достигает нескольких сантиметров, в зависимости от жесткости основания.

3. В качестве последнего примера рассмотрен расчет четырех стержней соединенных упругими шарнирами и лежащих на упругом основании (рис. 9). Составная балка закреплена по краям и нагружена симметричной нагрузкой.

Исходные данные (кН, м) следующие: $L_{\max} = 10$, $L = (1 \ 2 \ 3)0,25L_{\max}$, $q = 5$, $F = 4$, $\alpha_F = L_{\max}/2$, $\alpha_{q1} = 1$, $\alpha_{q2} = L_{\max} - 1$. Жесткости упругих шарниров имеют следующие значения

$$k_M := \begin{pmatrix} ,01 \\ 1 \\ ,01 \end{pmatrix} \cdot EI.$$

На рис. 10 сплошной линией показана упругая линия составной балки, а штриховой — линия изменения углов поворота.

Как видно из приведенных результатов, в местах шарнирного соединения участков непрерывность обеспечивается только по прогибам, а углы поворотов терпят разрывы.

Эпюры внутренних усилий приведены на рис. 11 и 12.

Значения перемещений в характерных сечениях приведены ниже:

$$\begin{aligned} v(L_1) &= 0,017 & \theta(L_1) &= 4,759 \cdot 10^{-3} \\ v(L_2) &= 0,024 & \theta(L_2) &= 1,707 \cdot 10^{-14} \\ v(L_3) &= 0,017 & \theta(L_2 - 0,01) &= 2,277 \cdot 10^{-3} \\ & & \theta(L_2 + 0,01) &= -2,277 \cdot 10^{-3} \\ & & \theta(L_3) &= -4,759 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

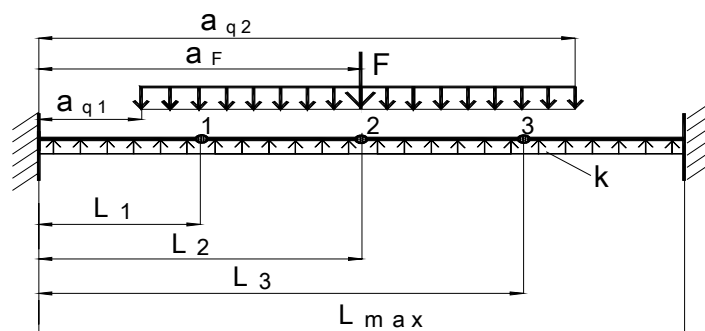


Рис. 9

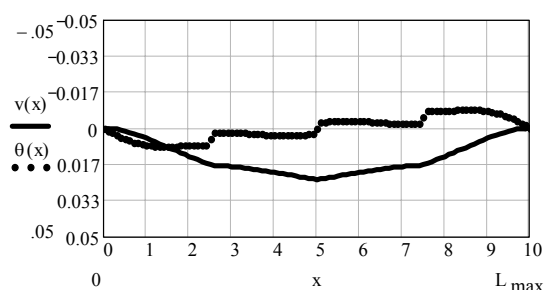


Рис. 10

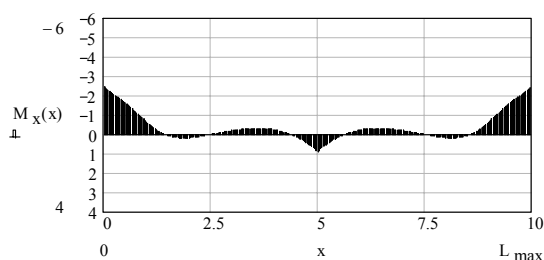


Рис. 11

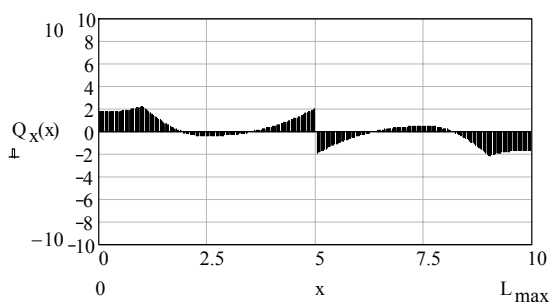


Рис. 12

Изгибающие моменты в характерных сечениях принимают следующие значения:

$$M_x(0) = -2,447;$$

$$M_x(L_1) = 0,012;$$

$$M_x(L_2) = 0,893;$$

$$M_x(L_3) = 0,012;$$

$$M_x(L_{\max}) = -2,447.$$

Из приведенных результатов видно, что погрешность вычислений при расчете не накапливается. Это является одним из достоинств этого способа решения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ржаницын, А. Р. Строительная механика [Текст] / А. Р. Ржаницын. – М.: Высш. шк., 1982. – 400 с.
2. Лазарян, В. А. Обобщенные функции в задачах механики [Текст] / В. А. Лазарян, С. И. Конашенко. – К.: Наук. думка, 1974. – 192 с.
3. Коломиец, В. П. Расчеты в зоне стыков [Текст] / В. П. Коломиец // Путь и путевое хозяйство. – 2005. – № 7. – С. 22-26.

Поступила в редколлегию 25.03.2010.

Принята к печати 02.04.2010.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЧАСТОТ И ФОРМ СВОБОДНЫХ КОЛЕБАНИЙ ПЕШЕХОДНОГО МОСТА

У роботі, що пропонується до розгляду, висвітлено питання раціоналізації конструкції статично невідзначеної сталобетонної шпренгельної балки пішохідного моста. Включення шпренгеля в роботу балки є ефективним засобом для збільшення її несучої здатності, жорсткості та, у багатьох випадках, економічності.

В настоящей работе излагаются вопросы рационализации конструкции статически неопределимой сталобетонной шпренгельной балки пешеходного моста. Включение шпренгеля в работу конструкции является эффективным способом повышения ее несущей способности, жесткости и, во многих случаях, экономичности.

In the paper the issues of obtaining the rational structure of statically indeterminate steel concrete trussed beam of a foot bridge are described. The tie rod insertion is very efficient in increasing of the structure's carrying capacity, rigidity and (in many cases) economy.

В практике проектирования и строительства транспортных искусственных сооружений, все чаще в качестве элементов пролетных строений используются комбинированные конструкции, в частности сталобетонные и сталежелезобетонные. При проектировании подобных конструкций значительное внимание уделяется поиску рациональных расчетных схем, иначе оптимальному проектированию, что позволяет значительно улучшить показатели материалоемкости, стоимости и трудоемкости возводимых конструкций.

Отдельной задачей поиска рационального решения комбинированных конструкций является определение частот собственных колебаний. Поэтому исследования, направленные на

решение подобного рода задач с доведением их до практического применения, является актуальной задачей.

Рассмотрим шпренгельную балку (рис. 1, а) длиной 16 м., в которой верхний пояс выполнен из двутавра № 24, а нижний пояс, шпренгель, – из двух уголков 125×125×10 (раскосы) и двух уголков 100×100×10 (стойки). Балка загружена равномерно распределенной, в верхнем поясе, нагрузкой.

Для определения частот и форм свободных колебаний, представим шпренгельную балку в виде балки с распределенной массой и двумя сосредоточенными массами в местах расположения стоек шпренгеля (рис. 1, б).

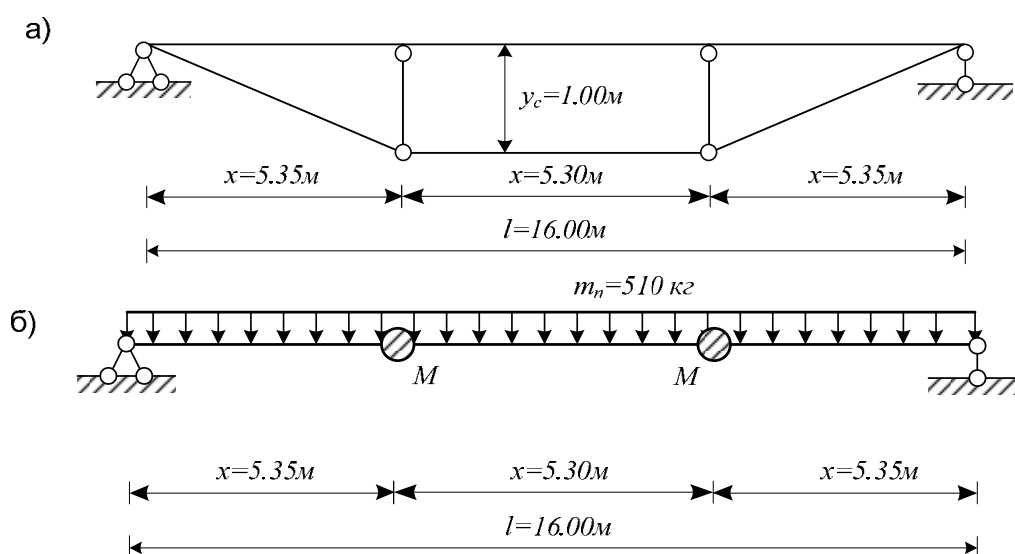


Рис. 1. Конструкция комбинированной балки

Определим величины этих масс в кг:

– приведенная масса:

$$m_{\text{п}} = \frac{q}{g} = \frac{5 \times 10^3}{9,81} = 510;$$

– точечная масса:

$$M = m_4 \cdot 1 + m_3 \cdot 2,65 + m_2 \cdot 2,72 = \\ = 30,2 + 101,23 + 103,904 = 235,334,$$

где q – интенсивность распределенной нагрузки; m_2, m_3, m_4 – масса элементов шпренгеля (раскосов и стоек).

Приведенная жесткость балки может быть определена из условия равенства прогибов посередине пролета шпренгельной и принимаемой балки, от постоянной нагрузки:

$$\Delta_{1f}^{\text{б}} = \Delta_{1f}^{\text{ш}}, \quad (1)$$

$$\text{где } \Delta_{1f}^{\text{б}} = \frac{5q\ell^4}{384EI_{\text{п}}};$$

$$\Delta_{1f}^{\text{ш}} = \frac{5q\ell^4}{384EI_1} \times \\ \times \left(1 - \frac{4(3\ell^2 - 4x^2)(\ell^3 - 2\ell x^2 + x^3)}{C\ell^4} \right) \cdot y_c.$$

Определим приведенный момент инерции балки в см⁴:

$$I_{\text{п}} = \frac{I_1}{1 - \frac{4(3\ell^2 - 4x^2)(\ell^3 - 2\ell x^2 + x^3)}{C\ell^4}} = \\ = 112650.$$

Решение задачи по определению частот колебаний будем производить методом начальных параметров [1]. При $x=0$ начальные параметры будут равны:

$$y_0 = 0; \varphi_0 \neq 0; M_0 = 0; Q_0 \neq 0.$$

Неизвестные начальные параметры определяются из условий закрепления концов балки при $x = \ell = 16$ м; $y_{\ell} = 0$; $M_{\ell} = 0$.

Запишем выражения для прогиба и изгибающего момента на участке балки, примыкающем к правой опоре, заменив частоты вынужденных колебаний θ на частоты собственных колебаний системы ω , получим:

$$y_x = \varphi_0 \frac{B_x}{K} + Q_0 \frac{D_x}{EI_{\text{п}} K^3} + \frac{\omega^2}{EI_{\text{п}} K^3} M \times \\ \times y_d D_{x-d} + \frac{\omega^2}{EI_{\text{п}} K^3} M \cdot y_{\ell-d} D_{x-(\ell-d)} \quad (2)$$

$$M_x = \varphi_0 D_x EI_{\text{п}} K + Q_0 \frac{B_x}{K} + \frac{\omega^2}{K} M \times \\ \times y_d B_{x-d} + \frac{\omega^2}{K} M \cdot y_{\ell-d} B_{x-(\ell-d)}, \quad (3)$$

где B_x, D_x – функции влияния; $y_d, y_{\ell-d}$ – амплитуда прогиба сечения в месте расположения сосредоточенных масс M ;

$$K = \sqrt[4]{\frac{m_1 \omega^2}{EI_{\text{п}}}}. \quad (4)$$

Преобразуем выражения (2) и (3), исключив из них частоты собственных колебаний:

$$\omega^2 = \frac{K^4 EI_{\text{п}}}{m_1}. \quad (5)$$

Кроме того, запишем выражения для амплитуд прогибов $y_d, y_{\ell-d}$:

$$y_d = \varphi_0 \frac{B_d}{K} + Q_0 \frac{D_d}{EI_{\text{п}} K^3}; \quad (6)$$

$$y_{\ell-d} = \varphi_0 \frac{B_{\ell-d}}{K} + Q_0 \frac{D_{\ell-d}}{EI_{\text{п}} K^3} + \\ + K \frac{M}{m_1} \cdot y_d \cdot D_{\ell-2d} = \varphi_0 \left(\frac{B_{\ell-d}}{K} + \frac{M}{m_1} \cdot B_d \cdot D_{\ell-2d} \right) + \\ + Q_0 \left(\frac{D_{\ell-d}}{EI_{\text{п}} K^3} + \frac{M}{m_1} \frac{D_d \cdot D_{\ell-d}}{EI_{\text{п}} K^2} \right). \quad (7)$$

Теперь с учетом выражений (6) и (7) перепишем выражения (2) и (3):

$$y_x = \varphi_0 \left(\frac{B_x}{K} + \frac{M}{m_1} B_d D_{x-d} + \frac{M}{m_1} B_{\ell-d} D_{x-(\ell-d)} + \right. \\ \left. + K \frac{M^2}{m_1^2} B_d D_{x-(\ell-d)} \cdot D_{\ell-2d} \right) + Q_0 \left(\frac{D_x}{EI_{\text{п}} K^3} + \right. \\ \left. + \frac{M}{m_1} \frac{D_d \cdot D_{x-d}}{EI_{\text{п}} K^2} + \frac{M}{m_1} \frac{D_{\ell-d} \cdot D_{x-(\ell-d)}}{EI_{\text{п}} K^2} + \right. \\ \left. + \frac{M^2}{m_1^2} \frac{D_d \cdot D_{\ell-2d} \cdot D_{x-(\ell-d)}}{EI_{\text{п}} K} \right); \quad (8)$$

$$\begin{aligned}
M_x = & \varphi_0 (D_x EI_{np} K + \frac{M}{m_1} EI_{np} K^2 B_d B_{x-d} + \\
& + \frac{M}{m_1} EI_{np} K^2 B_{\ell-d} B_{x-(\ell-d)} + \frac{M^2}{m_1^2} EI_{np} \times \\
& \times K^3 B_d D_{\ell-2d} B_{x-(\ell-d)}) + Q_0 (\frac{B_x}{K} + \\
& + \frac{M}{m_1} \cdot D_d \cdot B_{x-d} + \frac{M}{m_1} \cdot D_{\ell-d} \cdot B_{x-(\ell-d)} + \\
& + K \frac{M^2}{m_1^2} \cdot D_d \cdot D_{\ell-2d} \cdot B_{x-(\ell-d)}). \quad (9)
\end{aligned}$$

Для начальных параметров, в случае когда $x = \ell$, приравняем выражения (8) и (9) к нулю. Получаем однородные уравнения. Отличное от нуля решение может быть получено при равенстве нулю определителя из коэффициентов при φ_0 и Q_0 .

Методом последовательных приближений найдем решение, полученного трансцендентного уравнения [2]. Определим некоторые из входящих величин:

$$EI_{np} = 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 112650 \cdot 10^{-8} \cdot 10^{-3} = 232059;$$

$$\frac{M}{m_1} = \frac{235,334}{510} = 0,461; \quad \frac{M^2}{m_1^2} = 0,213.$$

Раскроем определитель:

$$\begin{aligned}
& (\frac{B_\ell}{K} + \frac{M}{m_1} (B_d D_{\ell-d} + B_{\ell-d} D_d) + \frac{M^2}{m_1^2} K B_d \times \\
& \times D_d D_{\ell-2d})^2 - (D_\ell + 2 \frac{M}{m_1} K B_d B_{\ell-d} + \\
& + \frac{M^2}{m_1^2} K^2 B_d^2 D_{\ell-2d}) \times (\frac{D_\ell}{K^2} + \\
& + 2 \frac{M}{m_1} \frac{D_d D_{\ell-d}}{K} + \frac{M^2}{m_1^2} D_d^2 D_{\ell-2d}) = 0. \quad (10)
\end{aligned}$$

Первое приближение: задаемся значением

$$K = 0,144 \frac{1}{m}. \quad \text{Тогда} \quad K\ell = 0,144 \cdot 16 = 2,30;$$

$$Kd = 0,144 \cdot 5,35 = 0,77;$$

$$K(\ell - d) = 0,144 \cdot 10,65 = 1,53;$$

$$K(\ell - d) = 0,144 \cdot 5,30 = 0,76.$$

По этим аргументам определяем значение функций влияния: $B_\ell = 2,84133$; $D_\ell = 2,09562$; $B_d = 0,77248$; $D_d = 0,07691$; $D_{\ell-2d} = 0,07409$; $B_{\ell-d} = 1,60015$; $D_{\ell-d} = 0,60160$.

Проверим сходимость уравнения (10):

$$\begin{aligned}
& 400,10262 - 2,26132 \times 101,35819 = \\
& = 170,89952 \neq 0.
\end{aligned}$$

Второе приближение: задаемся значением

$$K = 0,125 \frac{1}{m}. \quad \text{Тогда} \quad K\ell = 0,125 \cdot 16 = 2;$$

$$Kd = 0,125 \cdot 5,35 = 0,67;$$

$$K(\ell - d) = 0,125 \cdot 10,65 = 1,33;$$

$$K(\ell - 2d) = 0,125 \cdot 5,30 = 0,66;$$

$$B_\ell = 2,26808; \quad D_\ell = 1,35828; \quad B_d = 0,67152;$$

$$D_d = 0,05084; \quad D_{\ell-2d} = 0,04873; \quad B_{\ell-d} = 1,36514;$$

$$D_{\ell-d} = 0,39466.$$

Проверим сходимость уравнения (10):

$$\begin{aligned}
& 334,84808 - 1,46452 \times 87,07794 = \\
& = 207,32033 \neq 0.
\end{aligned}$$

Третье приближение: задаемся значением

$$K = 0,225 \frac{1}{m}. \quad \text{Тогда} \quad K\ell = 0,225 \cdot 16 = 3,6;$$

$$Kd = 0,225 \cdot 5,35 = 1,20;$$

$$K(\ell - d) = 0,225 \cdot 10,65 = 2,40;$$

$$K(\ell - 2d) = 0,225 \cdot 5,30 = 1,19;$$

$$B_\ell = 8,92147; \quad D_\ell = 9,36399; \quad B_d = 1,22075;$$

$$D_d = 0,28871; \quad D_{\ell-2d} = 0,28206; \quad B_{\ell-d} = 3,07085;$$

$$D_{\ell-d} = 2,39537.$$

Проверим сходимость уравнения (10):

$$\begin{aligned}
& 1714,99432 - 787,07862 \times 187,80660 = \\
& = -146103,5663 \neq 0.
\end{aligned}$$

Четвертое приближение: задаемся значени-

ем $K = 0,175 \frac{1}{m}. \quad \text{Тогда} \quad K\ell = 0,175 \cdot 16 = 2,8;$

$$Kd = 0,175 \cdot 5,35 = 0,94;$$

$$K(\ell - d) = 0,175 \cdot 10,65 = 1,86;$$

$$K(\ell - 2d) = 0,175 \cdot 5,30 = 0,93;$$

$$B_\ell = 4,26346; \quad D_\ell = 3,92846; \quad B_d = 0,94628;$$

$$D_d = 0,13970; \quad D_{\ell-2d} = 0,13517; \quad B_{\ell-d} = 2,04754;$$

$$D_{\ell-d} = 1,09022.$$

Проверим сходимость уравнения (10):

$$\begin{aligned}
& 623,53845 - 4,24745 \times 129,07923 = \\
& = 75,28073 \neq 0.
\end{aligned}$$

Пятое приближение: задаемся значением

$$K = 0,2 \frac{1}{m}. \quad \text{Тогда} \quad K\ell = 0,2 \cdot 16 = 3,2;$$

$$Kd = 0,2 \cdot 5,35 = 1,07;$$

$$\begin{aligned}
K(\ell - d) &= 0,2 \cdot 10,65 = 2,13; \\
K(\ell - 2d) &= 0,2 \cdot 5,30 = 1,06; \\
B_\ell &= 6,09375; \quad D_\ell = 6,15212; \quad B_d = 1,09190; \\
D_d &= 0,20561; \quad D_{\ell-2d} = 0,20008; \quad B_{\ell-d} = 2,49961; \\
D_{\ell-d} &= 1,65285.
\end{aligned}$$

Проверим сходимость уравнения (10):

$$\begin{aligned}
994,26345 - 6,66728 \times 155,37148 &= \\
&= -41,64191 \neq 0.
\end{aligned}$$

Шестое приближение: задаемся значением

$$\begin{aligned}
K &= 0,1875 \frac{1}{\text{м}}. \quad \text{Тогда} \quad K\ell = 0,1875 \cdot 16 = 3,00; \\
Kd &= 0,1875 \cdot 5,35 = 1,00; \\
K(\ell - d) &= 0,1875 \cdot 10,65 = 2,00; \\
K(\ell - 2d) &= 0,1875 \cdot 5,30 = 0,99; \\
B_\ell &= 5,07949; \quad D_\ell = 4,93837; \quad B_d = 1,00833; \\
D_d &= 0,16686; \quad D_{\ell-2d} = 0,16233; \quad B_{\ell-d} = 2,26808; \\
D_{\ell-d} &= 1,35828.
\end{aligned}$$

Проверим сходимость уравнения (10):

$$778,27349 - 5,34407 \times 141,58463 = 21,63505 \neq 0.$$

Седьмое приближение: задаемся значением

$$\begin{aligned}
K &= 0,1925 \frac{1}{\text{м}}. \quad \text{Тогда} \quad K\ell = 0,1925 \cdot 16 = 3,08; \\
Kd &= 0,1925 \cdot 5,35 = 1,03; \\
K(\ell - d) &= 0,1925 \cdot 10,65 = 2,05; \\
K(\ell - 2d) &= 0,1925 \cdot 5,30 = 1,02; \\
B_\ell &= 5,46311; \quad D_\ell = 5,40162; \quad B_d = 1,03986; \\
D_d &= 0,18347; \quad D_{\ell-2d} = 0,17793; \quad B_{\ell-d} = 2,35530; \\
D_{\ell-d} &= 1,46882.
\end{aligned}$$

Проверим сходимость уравнения (10):

$$\begin{aligned}
857,58258 - 5,84885 \times 147,0601238 &= \\
&= -2,5499 \approx 0.
\end{aligned}$$

Определим частоту собственных колебаний:

$$\omega = K^2 \sqrt{\frac{EI_{\text{нр}}}{m_1}} = 0,1925^2 \sqrt{\frac{232059 \cdot 9,81}{5}} = 25 \frac{1}{\text{с}}.$$

Период собственных колебаний системы:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,25 \text{ с} < 0,45 \text{ с по ДБН}.$$

Величина первой частоты собственных колебаний и их периода, полученные по предложенной методике для систем с бесконечной величиной степеней свободы, не противоречат требованиям ДБН [3].

При поиске рациональной конструкции кроме соблюдения условий прочности, должны выполняться условия устойчивости и жесткости, а также конструктивные ограничения и ограничения на расчетные периоды собственных колебаний. Оптимизационная задача решается в два этапа. На первом этапе находится наилучшая конструкция, при учете только локальных ограничений, на втором – только глобальных [4].

Однако, т.к. полученные значения частот и периодов собственных колебаний предложенной комбинированной конструкции меньше приведенных в ДБН [3], поиск оптимального решения считаем завершенным.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Безухов, Н. И. Динамика сооружений в примерах и задачах [Текст] / Н. И. Безухов. – М.: Стройиздат, 1947. – 200 с.
2. Бутенко, Ю. И. Строительная механика [Текст] / Ю. И. Бутенко. – К.: Вища шк., 1989.
3. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Чинний від 2007-02-01. – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.
4. Китов, Ю. П. Оптимизация статически определимых балок пролетных строений пешеходных мостов [Текст] / Ю. П. Китов, Г. Л. Ватуля // Коммунальное хозяйство городов: науч.-техн. сб. – Вып. 39. – Техніка, 2002. – С. 125-130.

Поступила в редколлегию 01.03.2010.

Принята к печати 10.03.2010.

И. Г. ГАНИЕВ (Джизакский политехнический институт, Узбекистан)

РЕЗУЛЬТАТЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ И ИСПЫТАНИЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

Статтю присвячено результатам обстеження і випробування залізничних мостів Державно-акціонерної залізничної компанії «Узбекистон темир йуллари» («Узбецькі залізниці»). Вказано, що в існуючих нормах по визначенню вантажопідйомності мостів рекомендації по обліку впливу накопиченого прогину до моменту технічної діагностики прогонових будов на вантажопідйомність відсутні. Автор указує на необхідність розробки методу визначення зносу прогонових будов по обмеженню залишкового прогину в плитах проїзної частини.

Статья посвящена результатам обследования и испытания железнодорожных мостов Государственно-акционерной железнодорожной компании «Узбекистон темир йуллари» («Узбекские железные дороги»). Указано, что в существующих нормах по определению грузоподъемности мостов рекомендации по учету влияния накопленного прогиба к моменту технической диагностики пролетных строений на грузоподъемность отсутствуют. Автор указывает на необходимость разработки метода определения износа пролетных строений по ограничению остаточного прогиба в плитах проезжей части.

The article is devoted to the survey and testing of railway bridges by the State Joint-Stock Railway Company «Uzbekiston Temir Yollari» («Uzbekistan Railways»). It is stated that in the existing rules on determination of the capacity of bridges the recommendations on taking into account the cumulative deflection to the moment of technical diagnostics of spans on the bridge capacity are absent. The author states on the need to develop a method for determining the wear of spans on restriction of the residual deflection in the bridge floor slabs.

За годы независимости в Узбекистане сделаны достаточно весомые шаги по формированию единой сети железных дорог – сданы в эксплуатацию железнодорожные линии Навои – Учкудук – Нукус, Ташгузар – Бойсун – Кумкурган, электрифицированы линии Ташкент – Самарканд, Ташкент – Ходжикент, продолжается электрификация линии Тукимачи – Ангрен, построен совмещенный железнодорожно-автомобильный мост через реку Амударья, организовано движение скоростных поездов повышенной комфортности «Регистан» (Ташкент – Самарканд), «Шарк» (Ташкент – Бухара) и «Насаф» (Ташкент – Карши). Общая протяженность сети железных дорог составляет более 6020 км, в том числе общего пользования – 4230 км, двухпутных участков – 392 км, однопутных – 3838 км, электрифицированных участков – 589 км и ведомственных железнодорожных путей – 1790 км. Доля железных дорог в общем объеме грузооборота всех видов транспорта составляет 54 %, в пассажирообороте – 4,2 %. В 2008 г. размеры отправления грузов на железных дорогах достигли 62,9 млн тонн, грузооборот – 23,5 млрд. т-км. К 2013 г. объем погрузки грузов с учетом ее оптимального роста превысит 74 млн тонн, грузооборот – 26,6 млрд т-км. В 2008 г. перевезено 14,2 млн

пассажиров. К 2013 году объем пассажирооборота вырастет на 15,4 % [1].

Особое внимание уделяется дальнейшему развитию железнодорожных коммуникаций, на модернизацию которых намечено направить в 2010 г. более 105 млн долл. США. Завершаются строительства, включая объекты инфраструктуры, железнодорожной линии Ташгузар – Бойсун – Кумкурган, продолжается строительство электрифицированных железнодорожных линий Янгиер – Джизак и Янгиер – Фархад [2]. Но, несмотря на рост строительства новых железных дорог, до сегодняшнего дня не удастся полностью избавиться от аварийных мостов, большой процент сооружений имеет недопустимый износ и продолжает оставаться в неудовлетворительном состоянии.

В существующих нормах по определению грузоподъемности мостов рекомендации по учету влияния накопленного прогиба к моменту технической диагностики пролетных строений на грузоподъемность отсутствуют.

Как показано в работах [3–6], накопление значительных остаточных прогибов может являться одним из признаков снижения грузоподъемности пролетных строений.

Цель расчета прогибов железобетонных пролетных строений состоит в ограничении деформаций до допускаемых пределов $f \leq f_u$,

где f – прогиб от нормативных нагрузок;
 f_u – допустимый нормами предельный прогиб.

Предельные прогибы для железобетонных конструкций установлены нормами с учетом технологических, конструктивных и эстетических требований. Для конструкций, не предусмотренных в указанных нормах, допустимые прогибы не должны превышать $1/150$ длины пролета и $1/75$ вылета консоли. Кроме этого, для пролетных строений мостов по нормам [7–10] установлены предельные упругие прогибы из условия обеспечения плавности движения транспортных средств.

При этом вертикальные упругие прогибы пролетных строений, вычисленные при действии подвижной временной вертикальной нагрузки (при $\gamma_f = 1$ и динамическом коэффициенте $1 + \mu = 1$) не должны превышать: для железнодорожных мостов – $\frac{1}{800 - 1,25\ell} \ell$, но не

более $\frac{1}{600} \ell$; для городских и автодорожных мостов с балочными пролетными строениями – $\frac{1}{400} \ell$, где ℓ – расчетный пролет, м.

Для балочных железнодорожных пролетных строений мостов предусматривается строительный подъем по плавной кривой, стрела которой после учета деформаций от постоянной нагрузки равна 40 % упругого прогиба пролетного строения от подвижной временной вертикальной нагрузки ($\gamma_f = 1$; $1 + \mu = 1$).

Для автодорожных и городских мостов строительный подъем и очертание профиля железобетонных пролетных строений предусматриваются так, чтобы после проявления деформаций от ползучести и усадки бетона углы перелома продольного профиля по осям полос движения в местах сопряжения пролетных строений между собой и при отсутствии на мосту подвижной временной вертикальной нагрузки не превышали 8 ‰ при расчетной скорости 150...100 км/час и 17 ‰ при скорости 40 км/час; при загрузке моста подвижной временной вертикальной нагрузкой по осям полос движения – 24 ‰ для нагрузки АК и 13 ‰ для нагрузок НК800 и НГ600.

Как видно из приведенных данных, к деформациям конструкций в стадии проектирования предъявляются довольно жесткие требования.

В работе [11] исследовано влияние остаточного прогиба главных балок на эксплуатацион-

ную надежность. По полученным результатам разработаны рекомендации по учету вышеотмеченного в расчетах грузоподъемности автодорожных мостов [12, 13]. До настоящего времени отсутствуют подобные предложения для железнодорожных пролетных строений.

Для решения поставленных задач автором обработаны результаты обследования и испытания железнодорожных мостов.

В испытаниях железнодорожных пролетных строений общего назначения (табл. 1) использовалась обращающаяся нагрузка 2ТЭ10 и 6-осные думпкары и 8-осные нефтеналивные вагоны с нагрузкой на ось 34 тс.

Результаты анализа данных табл. 1 показывают, что остаточный прогиб главных балок после 50...90 лет эксплуатации доходит до 3,5 см, что значительно меньше допустимых 10,5 см. Максимальные упругие прогибы от испытательной железнодорожной нагрузки 1,6 см значительно меньше допустимых величин

$$\frac{1}{800 - 1,25\ell} \ell = \frac{1}{800 - 1,25 \cdot 15,8} 15,8 = 2,0 \text{ см.}$$

Отмеченное показывает, что железнодорожные пролетные строения запроектированы со значительными запасами жесткости за счет повышенной высоты главных балок. В пролетных строениях моста, построенного в 1915 году, остаточные и упругие прогибы не превышают допустимых величин.

Обследования показали, что в пролетных строениях в наихудшем состоянии находятся внешние консоли крайних балок (табл. 2).

Установлено, что основными причинами развития недопустимых прогибов консоли плиты являются постоянное увеличение нагрузок на консоль плиты и потеря прочности бетона в результате попадания влаги в плиту из-за неисправности водоотводных устройств.

Прогибы внешней консоли главной балки моста на железнодорожной линии Наманган – Андижан доходят до 8 см, что существенно превышает допустимые (рис. 1). Из-за чрезмерного развития прогибов в растянутой зоне бетона появились трещины с раскрытием до 0,7 мм.

Остаточные прогибы консоли во многих случаях превышают рекомендуемые нормами $\frac{1}{75} \ell$, где ℓ – длина вылета консоли.

Установлено, что главной причиной этого является постоянное наращивание борта балластного корыта и увеличение толщины балласт-

ного слоя в процессе эксплуатации. В работах [14, 15, 16] приводятся результаты обследования ряда эксплуатируемых пролетных строений, где толщина балластного слоя под шпалой доходила до 120 см, а высоту борта балластной призмы наращивали до 100 см.

Полученные результаты вызывают необходимость разработки метода определения износа пролетных строений по ограничению остаточного прогиба в плитах проезжей части.

Таблица 1

Результаты определения прогибов элементов железобетонных пролетных строений

№ п/п	Место расположения сооружений, схема	Год строительства	Номер пролета/балки	Значение прогибов, см				Значения прогибов консоли, см
				Накопленные без временной нагрузки	При воздействии испытательной стационарной нагрузки	При скорости движения временной нагрузки 60 км/час	Суммарное значение прогибов	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Железнодорожная линия Хаваст – Коканд, мост 3178 км 3×16,5 м	1962	1/1	3,7	1,4	1,7	5,4	1,2
			1/2	3,7	1,5	1,7	5,4	1,7
			2/1	2,4	1,1	1,3	3,7	1,6
			2/2	2,9	1,6	1,8	4,7	2,0
2	Железнодорожная линия Алмалык – Свинцовая (АГМК), путепровод 2×16,5	1969	1/1	3,0	0,7	0,8	3,8	1,0
			1/2	2,9	0,9	0,9	3,8	0,4
			2/1	3,5	1,1	1,4	4,9	1,3
			2/2	3,3	1,0	1,4	4,7	1,2
3	Железнодорожная линия Ташкент – Ходжикент, мост 3×11 м	1950	1/2	0,7	0,5	0,5	1,2	2,5
			2/3	-	0,7	0,8	0,7	2,1
			3/4	-	0,6	0,7	0,6	2,0
4	Железнодорожная подъездная дорога «Шуртангаз», путепровод 4×16,5 м	1971	1/1	2,5	0,8	0,8	3,3	0,7
			1/2	2,9	1,0	1,2	4,1	0,1
			2/1	3,2	1,3	1,2	4,4	0,8
			2/2	3,1	1,4	1,4	4,5	1,1
			4/1	3,0	1,7	1,9	4,9	0,9
			4/2	3,4	1,8	1,8	5,2	0,9
5	Железнодорожная линия Наманган – Андижан 94+0,35 км, мост через р. Тешик-Таш-Сай 10,58+18,6+10,58	1915	1/1	2,1	0,9	0,9	3,0	8,0
			1/2	2,6	0,8	0,8	3,4	7,8
			2/1	-	1,1	1,1	1,1	6,0
			2/2	-	1,0	1,0	1,0	6,5
			3/1	2,0	1,1	1,2	3,2	6,0
			3/2	1,8	0,8	0,9	2,7	6,9
6	Железнодорожная линия Андижан-Ош, мост 2,0+9,0+19,0+9,0	1915	2/1	2,0	0,7	0,8	2,8	2,7
			2/2	1,8	0,7	0,8	2,5	2,0
			3/1	-	0,9	1,2	1,2	2,5
			3/2	-	1,1	1,3	1,3	2,3
			4/1	1,0	0,9	1,0	2,0	2,1
			4/2	1,2	1,0	1,1	2,3	2,4

Сравнение фактических прогибов консоли плиты главных балок с допустимыми

№ п/п	Место расположения	№ пролета/ балки	Прогибы консоли плиты	
			фактические	допустимые
1	Железнодорожная линия Алмалык – Свинцовая, путепровод 2×16,5	1/1	1,0	1,4
		1/2	0,4	1,4
		2/1	1,3	1,4
		2/2	1,2	1,4
2	Железнодорожная подъездная дорога «Шуртангаз», путепровод 4×16,5	1/1	0,7	0,9
		1/2	0,1	0,9
		2/1	0,8	0,9
		2/2	1,1	0,9
		4/1	0,9	0,9
		4/2	0,9	0,9
3	Железнодорожная линия Наманган – Андижан 94+035 км, мост через р. Тешик Таш-Сай 10,58+18,6++10,58	1/1	8,0	1,2
		1/2	7,8	1,2
		2/1	6,0	1,2
		2/2	6,5	1,2
		3/1	6,0	1,2
		3/2	6,9	1,2
4	Железнодорожная линия Андижан – Ош, мост 2,0+9,0+19,0++9,0	2/1	2,7	1,2
		2/2	2,0	1,2
		3/1	2,5	1,2
		3/2	2,3	1,2
		4/1	2,1	1,2
		4/2	2,4	1,2



Рис. 1. Железобетонный мост через р. Чартаксай.
Выщелачивание бетона и коррозия арматуры в плите проезжей части



Рис. 1 (окончание)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ахмедов, Ч. М. Грузоподъемность железобетонных пролетных строений с учетом трещин [Текст] / Ч. М. Ахмедов // Проблемы механики. – Ташкент, 2002. – № 3. – С. 48-50.
2. Богданов, Н. Н. Установление режима эксплуатации старых железобетонных мостов [Текст] / Н. Н. Богданов, И. А. Сильницкий // Грузоподъемность эксплуатируемых балочных железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов: сб. науч. тр. / ЛИИЖТ. – 1973. – Вып. 356. – С. 87-96.
3. Бондаренко, В. М. Надежность строительных конструкций и мостов [Текст] / В. М. Бондаренко, Л. И. Иосилевский, В. П. Чирков – М.: Изд-во акад. архитектуры и стр. наук, 1996. – 220 с.
4. Брик, А. Л. Эксплуатация искусственных сооружений на железных дорогах [Текст] / А. Л. Брик, В. Г. Давыдов, В. Н. Савельев. – М.: Транспорт, 1990. – 232 с.
5. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов [Текст] / ГП РосдорНИИ. – М.: ПО «Верстка», 2001. – 128 с.
6. Методические указания по оценке технического состояния и определению износа искусственных сооружений железных дорог [Текст] / МПС, Гипротранстрой. – М., 1971. – 17 с.
7. Положение по оценке состояния и содержания искусственных сооружений на железных дорогах [Текст] / Главное управление пути МПС. – М.: Транспорт, 1991. – 28 с.
8. Руководство по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов [Текст]. – М.: Транспорт, 1989. – 125 с.
9. Власов, Г. М., К определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений [Текст] / Г. М. Власов, С. А. Бокарев, А. Н. Яшнов // Строительство и архитектура: изв. вузов. – 1988. – № 2. – С. 93-97.
10. Инструкция по диагностике мостовых сооружений на автомобильных дорогах [Текст] // ФДД Минтранса России. – М.: Информавтодор, 1996. – 150 с.
11. Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов [Текст]: ВСН 32-78. – М.: Транспорт, 1979. – 141 с.
12. Мамажанов, Р. К. Результаты обследования и испытания железобетонных мостов, эксплуатируемых в условиях Средней Азии [Текст] / под ред. В. Г. Орлова // Эксплуатационная надежность искусственных сооружений. – М., 1988. – С. 73-76.
13. Исследование состояния несущей способности железобетонных пролетных строений мостов, эксплуатируемых в условиях Средней Азии [Текст] : отчет о НИР (ДСП) / ТашиИТ, № Г.Р. 01870061772; инв. № 02880031740. – Ташкент, 1987. – 232 с.
14. Результаты обследования и оценки грузоподъемности старых железобетонных мостов [Текст] / Г. М. Власов и др. // Тр. НИИЖТа. – 1984. – С. 5-12.

Поступила в редколлегию 22.03.2010.
Принята к печати 02.04.2010.

Р. Е. ГЕЙЗЕН, М. Р. ТИМОФЕЕВ (Научно-исследовательская лаборатория транспортных сооружений и мостов, Пермь, Российская Федерация)

РЕКОНСТРУКЦИЯ И УСИЛЕНИЕ МОСТА ЧЕРЕЗ р. СЫЛВУ В г. КУНГУРЕ, РОССИЯ

Міст через річку Силву в м. Кунгурі є одним із старих автодорожніх мостів у Пермському регіоні, Західний Урал, Росія. Будівництво моста було почато в 1912 р. і перервано Першою світовою війною і наступними подіями в Росії. Тільки у 1931 р. міст було здано в експлуатацію. За 75 років експлуатації накопичилася значна кількість дефектів. Після обстеження моста в 2003 р. і за наслідками розрахунків було ухвалено рішення про реконструкцію моста із заміною дерев'яної проїзної частини металевою ортотропною з асфальтобетонним покриттям, що включається в спільну роботу з існуючими металоконструкціями за допомогою цоколів і, завдяки цьому, збільшенням несучої здатності, до відповідності з нормами. У 2006 р. після проведення випробувань міст здано в експлуатацію.

Мост через реку Сылву в г. Кунгуре является одним из старейших автодорожных мостов в Пермском регионе, Западный Урал, Россия. Строительство моста было начато в 1912 г. и было прервано первой мировой войной и последующими событиями в России. Только в 1931 г. мост был пущен в эксплуатацию. За 75 лет эксплуатации накопилось значительное количество дефектов. После обследования моста в 2003 г. и по результатам расчетов было принято решение о реконструкции моста с заменой деревянной проезжей части металлической ортотропной с асфальтобетонным покрытием, включаемой в совместную работу с существующими металлоконструкциями с помощью цоклей и, благодаря этому, увеличением несущей способности до требуемой нормами. В 2006 г. после проведения испытаний мост был пущен в эксплуатацию.

Sylva Bridge at Kungur city is one of the oldest road bridges in Perm region, the West Urals, Russia. Its erection was begun in 1912 and was interrupted with the First World War and the further events in Russia. The bridge was opened only in 1931. For 75 years of bridge operation the most part of bridge constructions has been acquired plural damages, both mechanical and corrosion. After the bridge inspection in 2003 and according to the calculations of its capacity, the decision on reconstruction of the bridge was accepted. The purpose of rehabilitation was to replace the timber deck by steel orthotropic deck with asphalt pavement. A new deck was to be engaged in combined action with the existing metal structures with the help of socles with high-strength bolts. Due to this, the bridge carrying capacity was increased as required by the present standards. In 2006, after tests, the bridge was opened for traffic.

Общие сведения

Мост через реку Сылву в г. Кунгуре (рис. 1) является одним из старейших автодорожных мостов в Пермском крае. Строительство моста было начато в 1912 г. К началу первой мировой войны были возведены устои и забиты сваи фундаментов промежуточных опор. Дальнейшие работы по строительству моста были продолжены лишь в 1930 г. и 07.11.1931 г. мост был пущен в эксплуатацию. Мост трехпролетный, выполнен по схеме 19+87+19 м. Полная длина моста – 136,44 м. Габарит проезжей части – Г 8,1 м, ширина тротуаров – 1,15 м. Опоры – бутобетонные на свайных фундаментах. Пролетные строения – балочные, клепанные, с ездой поверху. Крайние пролетные строения – с главными балками со сплошной стенкой; центральное пролетное строение – с главными фермами с круговым очертанием поясов и тре-

угольной решеткой. Сечения элементов – составные, клепанные. Узловые соединения элементов ферм устроены по типу фасонных вставок с парными накладками.

Опорные части крайних пролетов: подвижные – однокатковые и неподвижные – секторные шарнирные. Опорные части центрального пролетного строения: подвижные – секторные четырехкатковые; неподвижные – секторные шарнирные. Проезжая часть на мосту – деревянная по металлической балочной клетке, которая представляет собой перекрестную систему балок двутаврового сечения. Продольные балки во всех пролетах расположены с шагом 1,8 м, поперечные балки – с шагом 4,65 м в крайних пролетах и с шагом 7,2 м в центральном пролете. Тротуары на выносных консолях с деревянным настилом.



Рис. 1. Общий вид моста после реконструкции

На протяжении всего срока эксплуатации моста каждые 2...3 года выполнялись работы по замене деревянного настила проезжей части (стоимость работ – около 100 тыс. долл.). Кроме того, по мере необходимости менялся настил тротуаров и выполнялись работы по окраске фасадных поверхностей без удаления старых окрасочных слоев и необходимой подготовки поверхностей (так толщина пленки местами достигала 1050 мкм).

Техническое состояние конструкций моста

В 2003 г. авторами было выполнено обследование моста, по результатам которого получены следующие данные.

Опоры моста имели лишь мелкие незначительные дефекты. Крены и дифференты опор отсутствуют. Местных размывов дна у промежуточных опор нет. При обследовании пролетных строений отмечены дефекты, снижающие не только долговечность конструкций, но и их грузоподъемность. Наиболее существенными являются:

- загнивание и механический износ древесины настила; местами настил продавлен. В отдельных местах, где удалось с помощью шупа оценить степень загнивания досок нижнего настила, она достигает 40...45 %. Отмечен грибок по стыкам досок нижнего настила, а также в местах пересечений настила, прогонов и по-

перечин. Отдельные деревянные прогоны в приопорных зонах над устоями сгнили полностью;

- коррозия металлоконструкций (большая часть поверхностей металлоконструкций вообще не имела антикоррозионного покрытия);

- концентрированные коррозионные повреждения элементов балочной клетки в местах опирания деревянных поперечин, протечек воды с проезжей части и длительного по времени скопления грязи;

- полный коррозионный износ отдельных элементов верхних поясов продольных балок проезжей части и коррозионный износ до 50 % толщины накладок узлов присоединения продольных балок к поперечным;

- множественные погиби и подрезы металлических элементов заполнения главных ферм руслового пролетного строения, образовавшиеся вследствие наезда автотранспорта до устройства в 2003 г. по проекту авторов металлического барьерного ограждения;

- сквозная коррозия отдельных элементов решетки ферм в уровне тротуарного настила (так в одном из элементов раскоса образовалось отверстие с размерами 4×10 см в листе толщиной 12 мм);

- коррозионное пучение составных сечений раскосов на участках между заклепками и коррозионное пучение фасонки между крайни-

ми, а в некоторых случаях и между промежуточными заклепками.

Для определения существующей грузоподъемности пролетных строений и возможных вариантов их реконструкции были отобраны образцы стали для проведения химического анализа металла. Полученный химический состав исследованных образцов соответствует литому железу 1906–1935 гг., производимому в России. Такая сталь предназначена малонагруженных элементов сварных конструкций, работающих при постоянных нагрузках и положительных температурах.

Анализ грузоподъемности

На основании данных обследования были выполнены расчеты существующей грузоподъемности моста с учетом его технического состояния и расчетное обоснование реконструкции. Расчеты пролетных строений № 1 и 3 выполнялись двумя методами. По первому методу усилия в элементах пролетных строений определялись на основе приближенных расчетных схем, не учитывающих взаимодействия продольных и поперечных балок с главными балками, а также различную податливость поперечных балок по длине пролетного строения. По второму методу пролетное строение рассматривалось как единая конструкция, и расчет выполнялся методом конечных элементов. Расчет балочной клетки пролетного строения № 2 выполнялся аналогично расчетам крайнего пролетного строения. Для учета податливости поперечных балок в узлах главных ферм последние в расчетной схеме были представлены балками со сплошными стенками, обладающими изгибной жесткостью, численно равной жесткости ферм. Главные фермы затем рассчитывались отдельно без учета взаимодействия с балочной клеткой. Рассматривались варианты нагружения расчетными нагрузками в наиболее невыгодном положении для каждого из рассматриваемых элементов. Дефекты, снижающие грузоподъемность, разделены на 2 группы: условно неустраняемые (коррозионный износ металлоконструкций) и дефекты, которые могут быть устранены при ремонте. Поскольку одной из задач расчетов является оценка грузоподъемности моста после реконструкции, при оценке влияния дефектов принимались во внимание только дефекты первой группы. Для уменьшения объемов расчетов на первом этапе определялось напряженное состояние конструкций пролетных строений без учета дефектов, в результате чего выявлялись наиболее на-

пряженные элементы. На втором этапе грузоподъемность последних оценивалась с учетом дефектов. На участках с проявившимся коррозионным пучением элементов составных конструкций и узловых соединений учитывались утонение элементов и погибь, образовавшаяся в результате пучения. Сечения с максимальным утонением и положением амплитуды погиби совпадают и располагаются посередине интервалов между заклепками. Рассматривался расчет составного сечения с ослабленными коррозией элементами при наличии погиби. Принято во внимание, что продукты коррозии между листами, вызвавшие их пучение, находятся в состоянии сжатия распределенными нагрузками, соответствующими прогибам листов при пучении. Соответственно этому при растягивающих усилиях в стержнях, подвергшихся пучению, в зонах погибей изменение кривизны будет пренебрежимо малым, так что дополнительные изгибающие напряжения можно не учитывать. Напротив, при действии сжимающих усилий в зонах погибей начальные кривизны приобретают приращения, которые сопровождаются дополнительными напряжениями. Для их определения и оценки жесткости элементов с погибью в целом применялся метод эквивалентных жесткостей.

В результате расчетов получены следующие данные:

- главные балки пролетных строений № 1 и 3 и главные фермы, а также узлы присоединения балочной клетки проезжей части к ним удовлетворяют требованиям прочности;
- несущая способность существующих балочных клеток всех пролетных строений вдвое меньше требуемой нормами;
- на данной стадии коррозионного пучения составных элементов определяющими являются сечения по заклепкам и коррозионное пучение можно не учитывать.

Учитывая результаты анализа существующей грузоподъемности, рассматривались два основных варианта реконструкции: с устройством железобетонной плиты проезжей части и с устройством металлической ортотропной плиты, включаемой в совместную работу с помощью цоколей.

Расчеты выполнялись по двухстадийной схеме, отражающей историю возведения и нагружения конструкций.

С учетом коррозионных ослаблений сечений рассчитывались только элементы, лимитирующие (или потенциально лимитирующие) грузоподъемность конструкций.

По результатам расчетов и принимая во внимание, что использование сварки при усилении существующих конструкций является недопустимым, увеличение грузоподъемности пролетных строений моста до требуемой нормами может быть достигнуто с помощью устройства металлической ортотропной плиты, присоединяемой к существующей балочной клетке с помощью цоколей на высокопрочных болтах. При этом выполнять усиление отдельно

элементов существующей балочной клетки не требуется (за исключением участков с сосредоточенными коррозионными повреждениями).

Проектные решения

На рис. 2 представлено поперечное сечение крайнего пролетного строения до реконструкции и после.

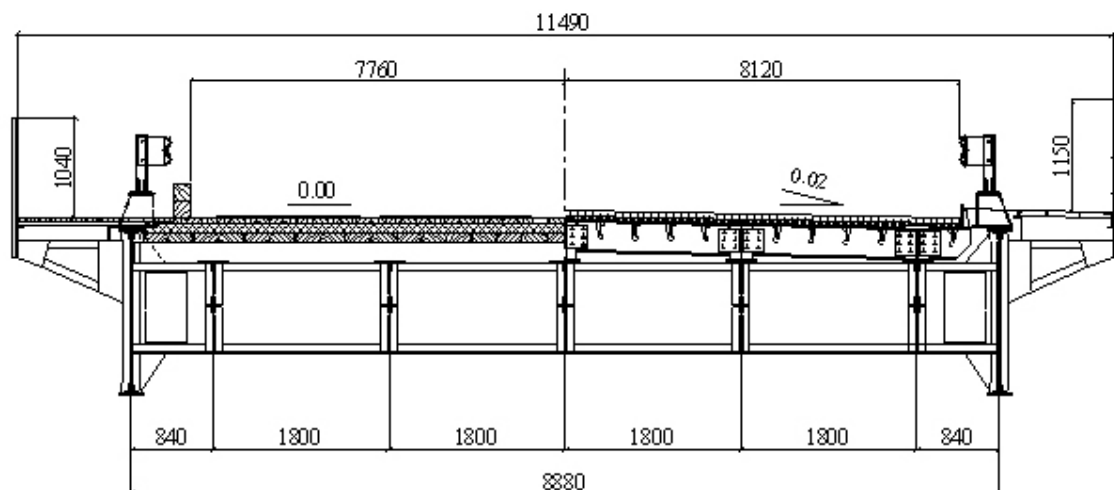


Рис. 2. Поперечное сечение пойменного пролета до и после реконструкции

Ортотропная плита проезжей части включает в себя балочную клетку, присоединяемую к цоколям, и блоки плиты настила, ввариваемые в балочную клетку. Металлоконструкции – сварные заводского изготовления. Стыки поперечных и продольных балок устраиваются на высокопрочных болтах. Цоколи представляют собой жесткую сварную конструкцию из листовой стали (рис. 3).



Рис. 3. Цоколь

Они расположены в узлах пересечения поперечных балок с продольными балками и на продольных балках. Шаг цоколей назначался исходя из того, чтобы элементы старой и новой

балочных клеток работали единым сечением, т.е. чтобы в объединенных балках при их деформировании выполнялась гипотеза плоских сечений. Шаг балок с учетом конструктивных особенностей существующей клетки составил 1,44 м в центральном пролете и 1,55 м в крайних. Элементы ортотропной плиты и цоколей изготавливаются из стали 10ХСНД.

Тротуары запроектированы с учетом сохранения всех существующих металлоконструкций кронштейнов их присоединения к главным балкам и фермам. Тротуарный настил представляет собой металлические панели вафельного типа в виде стального листа с уголкового окаймлением и продольными и поперечными ребрами жесткости. Для уменьшения нагрузок от собственного веса покрытия на тротуарах и во избежание усиления существующих конструкций покрытие устроено с использованием полиуретановой мастики толщиной 6000 мкм.

Антикоррозионное покрытие металлоконструкций запроектировано по двум схемам: для существующих конструкций и новых. Ожидаемый срок службы покрытий – не менее 12 лет.

В 2005–2006 гг. выполнены следующие работы по реконструкции моста:

- мелкий ремонт опор моста;

- ремонт существующих металлоконструкций пролетных строений, опорных частей;
- замена деревянной проезжей части металлической ортотропной плитой, включенной в совместную работу с существующей балочной клеткой проезжей части;
- ремонт ограждений проезжей части и тротуаров;
- антикоррозионная защита металлоконструкций.

В зимний период времени после завершения основных работ по монтажу ортотропной плиты в связи с крайней необходимостью пропуска транспорта по мосту было открыто движение легкового транспорта. Движение осуществлялось по резинотканевой ленте, прикрепленной непосредственно к листу настила плиты. Это решение было принято после проведения испытаний.

В июле 2006 г. строительные работы были завершены. Стоимость работ по реконструкции моста составила 1,03 млн долл.

Заключение

После завершения работы было проведено испытание моста. Цель испытания заключалась в проверке правильности принятых при проек-

тировании допущений о распределении нагрузки между элементами пролетных строений. Расположение нагрузки в продольном и поперечном направлениях определялось расчетом для получения наиболее невыгодного загружения и получения в различных элементах наибольших усилий.

Полученные данные позволили сделать вывод о том, что грузоподъемность моста соответствует проектной.

Таким образом, применение цоколей для включения в совместную работу с существующими конструкциями новой металлической ортотропной плиты проезжей части позволило не только выполнить замену деревянной проезжей части на металлическую, но и успешно осуществить усиление существующих слабых элементов балочной клетки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 3.06.07-86. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний [Текст]. – Взамен ВСН 122-65: введ. 1987-07-01. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 40 с.

Поступила в редколлегию 16.04.2010.
Принята к печати 23.04.2010.

Л. В. ГУЛИЦКАЯ, Е. А. КОРОЛЬ, О. С. ШИМАНСКАЯ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь)

ПРИМЕНЕНИЕ ИНФОРМАЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ ДЛЯ МОНИТОРИНГА МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Розглянуто варіант застосування технологій баз даних у сфері транспортних комунікацій, зокрема для введення єдиної методики оцінки техніко-експлуатаційного стану мостових споруд на автомобільних дорогах загального користування.

Рассмотрен вариант применения технологий баз данных в сфере транспортных коммуникаций, в частности для введения единой методики оценки технико-эксплуатационного состояния мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования.

The article is dealt with a variant of usage of database technologies in the transport communication sphere, particularly for introduction of integrated methodology of evaluation of technical-and-operational condition of bridge structures on highways of general use.

Современные экономические условия требуют скорейшего перехода отрасли транспортных коммуникаций на путь инновационного развития. Для этого активно разрабатываются и внедряются автоматизированные информационные системы. Их ядром являются базы данных, в которых хранятся данные, адекватно отображающие реальное состояние и процессы, события, явления, объекты, служащие для удовлетворения информационных потребностей пользователей. Методологией и программным инструментарием моделирования и хранения больших объемов данных, а также выполнения операций по актуализации данных и обработке пользовательских запросов являются технологии баз данных [1].

Роль баз данных непрерывно возрастает, они шире используются во всех сферах экономической деятельности, в том числе и в транспортных коммуникациях. Новые сферы применения связаны с системами поддержки принятия решений, автоматизированным проектированием и т.д.

В современных условиях возникла необходимость скорейшей полной и всесторонней электронной систематизации данных о состоянии мостовых сооружений на автомобильных дорогах нашей страны с целью выяснения первоочередности и оптимальности инвестиций в транспортные коммуникации.

Для выработки единой методики оценки технико-эксплуатационного состояния мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования была разработана и используется в настоящее время методология системы управления состоянием мостов (СУСМ) «Белмост», действующая на основе технологий базы данных мостовых сооружений

Департамента «Белавтодор» Министерства архитектуры и строительства РБ. База данных мостовых сооружений представляет собой именovanную совокупность информационных данных, отображающую состояние объектов, их свойства и взаимоотношения в заданной области. Информация в базе данных хранится централизованно с возможностью множественного доступа, просмотра и изменения данных при использовании в этот момент самой последней версии информации. Для удобства ввода и обработки данных с помощью компьютеров используются классификация и кодирование информации. Коды элементов конструкций и их дефектов проставляются согласно разработанным классификаторам, представляющим собой систематизированный свод наименований объектов, признаков классификации и их кодовых обозначений. Данными, входящими в состав базы данных, управляет программная система, называемая системой управления, представляющая собой процесс целенаправленного воздействия на совокупность рассматриваемых объектов, образующую единое целое, который организует ее функционирование по заданной программе [1].

СУСМ «Белмост» представляет собой комплекс технических, организационных систем и видов деятельности (планирование, ремонт, оценка состояния, развитие) в области мостовых сооружений, которые выполняются с учетом соответствующих методик, правил и нормативов. Основной целью СУСМ «Белмост» является содержание парка мостовых сооружений Республики Беларусь в техническом состоянии, обеспечивающем соответствие эксплуатационных характеристик нормативным требованиям, которые гарантируют безопасный

беспрепятственный пропуск грузопассажирских перевозок с учетом оптимальных капиталовложений. Основными задачами СУСМ «Белмост» согласно [2] являются:

- обеспечение и проведение оптимальных стратегий работ по содержанию и ремонту парка мостовых сооружений;
- обеспечение безопасного беспрепятственного пропуска грузопассажирских перевозок по мостовым сооружениям в течение определенного времени;
- управление пропуском тяжеловесных и крупногабаритных транспортных средств;
- оптимизация и администрирование фондов на содержание парка мостовых сооружений и управление им при различных уровнях финансирования.

Структура СУСМ «Белмост» определена в [2] и состоит из трех основных частей:

1. Служба эксплуатации мостов – Мостовая служба Республиканского органа государственного управления в области автомобильных дорог общего пользования. Представляет собой все структурные подразделения дорожного хозяйства и определяется общей структурой дорожной отрасли.

2. Автоматизированная система управления эксплуатацией мостов (АСУЭМ). Представляет собой базу данных СУСМ «Белмост» с различными расчетно-аналитическими и информационно-архивными модулями.

3. Комплекс нормативной, методической и распорядительной документации. Представляет собой свод нормативных распорядительных документов, методик работ и расчетов, нормативов затрат, расценок, инструкций, технологических карт и иных документов, которые выполняют техническую, нормативно правовую и методическую поддержку работ, выполняемых на мостовых сооружениях.

Методология СУСМ «Белмост» представляет собой диагностику мостовых сооружений, включающую в себя все виды работ по определению технико-эксплуатационного состояния мостовых сооружений, а также оценку состояния сооружений, анализ результатов и составление оптимальных планов работ и мероприятий. Материалы диагностики мостовых сооружений используются для планирования работ по осмотрам и ремонтным работам, при разработке проектно-сметной документации, и являются определяющими при планировании объемов, сроков осмотров и видов ремонтов сооружений, а также определения объемов денежных средств, необходимых для этих целей [2].

Основными задачами данной методологии являются:

- сбор информации и оценка транспортно-эксплуатационного состояния мостовых сооружений с определением потребности в ремонте;
- прогнозирование изменения состояния мостовых сооружений;
- оценка качества работы мостовой службы;
- обоснование целесообразности ремонта, реконструкции, осмотров мостовых сооружений;
- определение видов и объемов ремонтных работ, определение объемов денежных средств, необходимых для ремонта мостовых сооружений;
- оптимальное планирование фондов на управление и содержание парка мостов;
- мониторинг состояния мостовых сооружений;
- управление пропуском тяжеловесных и крупногабаритных транспортных средств по мостовым сооружениям;
- актуализация материалов автоматизированного банка данных.

В настоящее время в базу данных СУСМ «Белмост» ведены параметры всех мостов, обслуживаемых областными автодорами РБ. В соответствии с предусмотренными сроками между осмотрами для этих мостов, расположенных на автодорогах республиканского значения (с индексами М и Р), производится вторая корректировка данных по дефектам.

Для республиканских облдорстроев диагностика сооружений для СУСМ «Белмост» производится впервые и в 2010г она должна быть в основном завершена.

Научно-исследовательская лаборатория мостов и инженерных сооружений БНТУ в течение 9 лет принимает активное участие в программе диагностики мостовых сооружений Республики Беларусь. Опыт внедрения и эксплуатации системы «Белмост» выявил в ней некоторые недостатки, устранение которых позволит повысить надежность, эффективность и достоверность методологии.

1. Большой объем информации в системе «Белмост» предполагает ввод данных с различных терминалов, расположенных по всей территории Республики Беларусь, с последующей их синхронизацией при помощи сетевых технологий.

Уже на первых этапах работы системы выяснилось, что синхронизация данных между терминалами вызывает определенные трудности. Время синхронизации увеличивалось по мере заполнения системы новыми данными. Кроме того, при синхронизации нередко происходили сбои системы, приводившие к потере

с таким трудом собранных и введенных в базу данных.

В настоящее время из-за этих трудностей принято решение вводить данные только на терминалах организаций, обслуживающих мосты своей подчиненности. При этом количество терминалов для ввода данных в СУСМ «Белмост» ограничено.

2. Оперативность заполнения системы информацией вызвала необходимость привлечения к выполнению работ по сбору информации ряда организаций, которые не имеют терминала для ввода. В этих случаях представители этих организаций вынуждены были искать свободный терминал и продолжительное время вводить данные на нем вручную.

В системе отсутствует возможность записи информации по отдельному объекту в виде файла или группы файлов с возможностью последующей записи их на внешний носитель. Частью системы, позволяющей подготавливать такие данные, должен быть снабжен каждый исполнитель. Подготовив данные, исполнитель будет иметь возможность привезти их заказчику и оперативно скопировать на его терминал.

3. Опыт эксплуатации СУСМ «Белмост» показывает, что некоторые дефекты требуют корректировки параметров и веса их в оценке состояния сооружения. В качестве примера можно привести дефект «отсутствие перил», для которого система формально предусматривает аварийную ситуацию. Однако, для мостов длиной 2...3 м при высоте насыпи до 3 м, работающих фактически как водопропускные трубы, отсутствие перильного ограждения аварийную ситуацию не вызывает. Существуют и другие дефекты, параметры которых могут быть интерпретированы системой неоднозначно.

4. В системе не предусмотрена формализация некоторых экспериментальных или нетиповых конструкций, которые редко встречаются в Беларуси. Для таких конструкций в систему невозможно ввести параметры отдельных элементов, а также дефектов для них. В качестве примера можно привести экспериментальное железобетонное плитное пролетное строение с поперечными пустотами, существующее в стране в единственном экземпляре. В таких пролетных строениях возможны дефекты в пустотах, имеющие значительное влияние на эксплуатационные характеристики сооружения, а корректно ввести их в систему невозможно. В таких случаях исполнитель вынужден игнорировать данные элементы или искать в базе равноценную замену на основе других конструкций, что не всегда получается адекватно и при-

водит к искаженной оценке состояния сооружения.

Дальнейшая эксплуатация системы «Белмост» продолжает вносить конструктивные изменения в процесс методологии для повышения ее эффективности. Внедрение и использование диагностики мостовых сооружений по методологии СУСМ «Белмост» является выполнением актуальных задач по разработке инновационных методов практического мониторинга эксплуатируемых мостовых сооружений с учетом их фактического состояния на стадии перехода от требований обеспечения надежности к требованию обеспечения всех потребительских и эксплуатационных качеств сооружений.

Внедрение и использование диагностики мостовых сооружений по методологии СУСМ «Белмост» является выполнением актуальных задач по разработке инновационных методов практического мониторинга эксплуатируемых мостовых сооружений с учетом их фактического состояния на стадии перехода от требований обеспечения надежности к требованию обеспечения всех потребительских и эксплуатационных качеств сооружений.

Оценки состояния мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования, собранные и систематизированные в электронной базе, позволяют диагностировать состояние сооружений в целом по республике на ближайшую и будущую перспективы. Кроме того, использование СУСМ «Белмост» помогает предотвратить аварийные и предаварийные состояния искусственных сооружений и экономически эффективно распределять инвестиции и внедрение передовых технологий в сфере транспортных коммуникаций.

Применение информационных технологий в сфере транспортных коммуникаций, в частности для введения единой методики оценки технико-эксплуатационного состояния мостовых сооружений, является реальным воплощением результатов научно-технического прогресса и может рассматриваться как конечный результат инновационной деятельности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Оскерко, В. С. Технологии баз данных [Текст] : учеб. пособие / В. С. Оскерко, З. В. Пунчик, О. А. Сосновский. – Мн.: БГЭУ, 2007. – 171 с.
2. Диагностика мостовых сооружений [Текст]: технический кодекс установившейся практики. – Мн.: Минстройархитектуры, 2008. – 174 с.

Поступила в редколлегию 06.04.2010.

Принята к печати 12.04.2010.

Л. В. ГУЛИЦКАЯ, Н. Н. КУЩ, О. С. ШИМАНСКАЯ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь)

АНАЛИЗ ТЕХНОГЕННЫХ РИСКОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ МОСТОВ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ

У статті представлено аналіз техногенних ризиків при будівництві та експлуатації мостів, а також запропоновано рекомендації з мінімізації ризиків.

В статье представлен анализ техногенных рисков при строительстве и эксплуатации мостов, а также предложены рекомендации по минимизации рисков.

In the paper the industrial risk analysis during the bridge construction and operation is presented as well as the recommendations for the risk minimization are proposed.

Обеспечение устойчивого и безопасного функционирования мостовых сооружений на автомобильных и железных дорогах, как наиболее сложных и ответственных звеньев транспортной системы страны – важнейшая задача организаций и служб, занимающихся проектированием, строительством и эксплуатацией мостов и путепроводов.

Автодорожные мосты и путепроводы относятся к инженерным сооружениям, которые работают в сложных условиях, несравнимых с основными типами гражданских и промышленных зданий, которые рассчитываются на заранее определенные фактические нагрузки. Даже железнодорожные мосты работают в менее сложных условиях, так как по ним обращаются строго определенные нагрузки, параметры которых не меняются десятки лет. Кроме того, железнодорожные пути располагаются в строго определенном месте моста или путепровода, которое обеспечивает оптимальное загрузку пролетного строения.

Иная картина на автодорожных мостах и путепроводах. Автомобили перемещаются не только вдоль моста, но и поперек его. Нередки случаи прохождения сверхнормативных нагрузок, так как не везде есть пункты взвешивания.

При строительстве мостов основной причиной рисков является человеческий фактор. К составляющим такого фактора следует отнести:

- ошибки при разработке проектов производства работ и им подобных технологических схем (уравновешенного монтажа, надвижек пролетных строений и т.д.);
- отступления от строительного проекта и грубые нарушения технологии строительства;

– отсутствие должного контроля со стороны производителей работ (мастеров) и представителей технического надзора.

При эксплуатации мостовых сооружений причиной создания аварийных ситуаций могут быть и форс-мажорные обстоятельства, но основной причиной остается человеческий фактор.

Основные причины техногенных рисков при эксплуатации мостов и путепроводов следующие:

- авария моста или путепровода по причине ошибок в проектной документации;
- аварии на мостовых сооружениях в результате некачественного выполнения строительного-монтажных работ;
- повреждение несущих элементов конструкции моста при движении по нему транспортных средств;
- аварии мостов при таранном воздействии речных судов на опоры или пролетные строения;
- аварии путепроводов при недостаточном подмостовом габарите или в результате прохождения транспортного средства с габаритом по высоте больше допустимого;
- повреждения мостов и путепроводов в результате аварий на проложенных по ним коммуникациях – газопроводах, трубопроводах с горячей водой под давлением и т.д.;
- аварии на городских мостовых сооружениях в результате нецелевого использования подмостового пространства;
- аварии мостов и путепроводов из-за отсутствия надлежащего ухода за сооружением.

Аварии мостов и путепроводов в результате ошибок в проектной документации на территории РБ не регистрировались, по крайней мере, с

конца 60-х годов прошлого века. Залогом этого является достаточно высокое качество проектной документации и широкое использование типовых проектов опор и пролетных строений.

Повреждение элементов мостовых конструкций в результате наезда на них автомобилей были зафиксированы на мостах через р. Припять у г. Мозыря, через р. Березина в г. Борисове. Эти повреждения были своевременно устранены.

Аварии мостов в результате таранных воздействий речных судов на территории РБ случаются редко из-за небольшой интенсивности движения и небольших размеров водных транспортных средств, чаще при этом случаются повреждения элементов опор. Так, в ноябре 2007 года в г. Бресте произошло разрушение стойки опоры моста через р. Мухавец в результате навала баржи. До проведения ремонтных работ по усилению поврежденной опоры было закрыто движение пешеходов по тротуару и ограничено движение автотранспорта по мосту.

Повреждение пролетных строений путепроводов в результате удара негабаритных транспортных средств – достаточно частое явление, особенно в городах. Причина этого – человеческий фактор: безответственность и халатность водителей, а также лиц, ответственных за перевозку негабаритных грузов.

При аварии коммуникаций, проложенных по мостовым сооружениям, могут получить серьезные повреждения сами мостовые конструкции вплоть до разрушения. Так, в 2006 году при разрыве трубы теплотрассы, проложенной под крайними балками пролетного строения путепровода по ул. Молодежной в г. Новополоцке, сооружение получило следующие повреждения: размыв конуса опоры, обрушение крайней переходной плиты под тротуаром, разрушение тротуаров на сопряжении путепровода с подходом, нарушение целостности кабелей коммунального назначения, проложенных под тротуаром. По счастливой случайности пешеходы и автотранспорт не пострадали.

Аварии на городских мостовых сооружениях в результате нецелевого использования подмостового пространства – это повреждение мостовых конструкций в результате чрезвычайных ситуаций, возникающих в гаражах и торговых точках, на складах и автостоянках, расположенных под мостами и путепроводами. На территории РБ такие случаи не фиксировались, но факты нецелевого использования подмостового пространства есть. Так, значительная площадь пространства под путепроводом по

ул. Пионерской в г. Бресте занята десятками самовольно установленных гаражей. В случае пожара возможно массовое загорание гаражей со взрывами бензина в баках автомобилей. В г. Москва в 2007 году в результате пожара, произошедшего в торговых киосках, расположенных под эстакадой третьего транспортного кольца, было деформировано стальное пролетное строение, что повлекло за собой его полную замену.

Из-за отсутствия надлежащего ухода за мостовыми сооружениями многие из них находятся в предаварийном состоянии. Причины – отсутствие квалифицированных специалистов, отсутствие денежных средств на проведение ремонтных работ. Для минимизации техногенных рисков при строительстве и эксплуатации мостов целесообразно привлечение органов МЧС. По мнению авторов статьи, органы МЧС должны:

- согласовывать проекты производства работ больших и внеклассных мостов, аналогично требованиям подраздела 9.2 ТКП 45-3.03-19-2006 «Автомобильные дороги. Нормы проектирования» в отношении мостов через судоходные реки;

- совместно с заинтересованными организациями провести обследование мостов на судоходных участках рек Сож, Днепр, Припять, Западная Двина, Неман на предмет устройства защиты от возможных таранных ударов речных судов;

- согласовывать проекты прокладки коммуникаций по мостам и путепроводам;

- регулярно контролировать состояние подмостового пространства городских транспортных сооружений, не допуская размещения под ними гаражей, складов, автостоянок, торговых точек и т.п., аналогично тому, как это практикуется при соответствующих проверках различных промышленных и гражданских зданий и сооружений.

Приведенный выше анализ показывает, что основной причиной техногенных рисков при строительстве и эксплуатации мостовых сооружений является человеческий фактор. Для снижения ущерба от техногенных рисков, вызванного этим фактором, необходимо:

- строгое соблюдение правил дорожного движения и правил судоходства по рекам;

- при перевозке негабаритных грузов автотранспортом заранее обследовать маршрут перевозки с инструментальным определением подмостовых габаритов;

- составлять схему маршрута перевозки негабаритных грузов с указанием величины подмостовых габаритов;
- организовывать сопровождение спецавтотехники, перевозящей негабаритные грузы, не допуская отклонение от заданного маршрута;
- строго соблюдать требования проекта при строительстве мостовых сооружений, особая роль при этом возлагается на представителей технического надзора Заказчика;
- неукоснительно выполнять все требования по эксплуатации мостов и путепроводов, особенно это актуально для городских сооружений;
- регулярно повышать профессиональный уровень работников, занятых в сферах строительства и эксплуатации мостов;
- внедрять передовые методы труда и опыт лучших работников, поощрять внима-

тельность и четкость при выполнении своих профессиональных обязанностей в организациях, выполняющих работы по строительству и содержанию мостовых сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ТКП 45-3.03-19-2006. Автомобильные дороги. Нормы проектирования. – Мн.: РУП «Минск-типпроект», 2006. – 42 с.
2. Коломиец, А. В. Человеческий фактор и дисциплина в обеспечении безопасности движения / А. В. Коломиец // Проблемы и перспективы развития транспортных систем и строительного комплекса: Материалы II межд. науч.-практ. конф. – Гомель: БелГУТ, 2008.

Поступила в редколлегию 06.04.2010.

Принята к печати 12.04.2010.

Г. С. ЖЕЛЕЗНЯК (Днепропроектстальконструкция, Днепропетровск),
К. И. СОЛДАТОВ (ДИИТ)

ИССЛЕДОВАНИЕ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ НЕСИММЕТРИЧНЫХ НЕРАЗРЕЗНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

У роботі на прикладі нерозрізних прогонових будов мостів досліджено вплив несиметричності схеми на частоти і форми власних коливань. Показано, що за певних довжин прогонів регулярних схем можливе їх використання для визначення частот прогонових будов.

В работе на примере неразрезных пролетных строений мостов исследовано влияние несимметричности схемы на частоты и формы собственных колебаний. Показано, что при определенных длинах пролетов регулярных схем возможно их использование для определения частот пролетных строений.

In this paper on the example of continuous spans of bridges the asymmetry influence of the scheme on the frequency and forms of natural oscillations is investigated. It is shown that under certain span lengths of regular schemes the use of them to determine the span frequencies is possible.

В широком диапазоне типовых пролетных строений ферм железнодорожных мостов (от 33 до 154 м), неразрезные пролетные строения представлены схемами 2×110 м, 2×132 м, $110+132+110$ м и $132+154+132$ м. Для обеспечения необходимого габарита пропуска судов ДСТУ Б В.2.3-1-95 устанавливает ширину подмостовых габаритов в зависимости от класса реки от 30 м (для 7 класса) до 140 м (для 1 и 2 класса), при этом достаточно выдержать габариты двух пролетов. Если обратиться к трехпролетным фермам, то требования к величине третьего пролета не устанавливаются, следовательно, он может иметь и иную длину. В большей степени данное исследование относится к мостам, где одна или две неразрезные фермы перекрывают русловые участки, в то время как пойменные участки перекрыты обычными балочными разрезными пролетными строениями.

Сечения поясов ферм (в том числе и неразрезных) на протяжении всей длины остается постоянным, что позволяет изменить длину одного из крайних пролетов путем уменьшения количества панелей. Данное уменьшение длины одного из пролетов (крайнего), теоретически имеет смысл, если необходимо изменить собственные частоты колебаний фермы. Возможна и обратная задача, когда в силу тех или иных причин, характера реки, изменчивости фарватера в зависимости от времени года (половодности реки), необходимо обеспечить круглогодичное судоходство. И, как один из вариантов, возможно рассмотреть увеличение одного из крайних пролетов (двухпролетные неразрезные), приводящее схему к неразрезной несимметричной. В данном случае преследует-

ся та же цель – изменить частоту (период) колебаний.

Действующий нормативный документ ДБН В.2.3-14:2006 «Мости та труби. Правила проектування», как и его предшественник СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы», вводит следующие ограничения по периодам горизонтальных и вертикальных колебаний мостов (п. 1.48);

– для балочных разрезных металлических и сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных мостов периоды горизонтальных колебаний не должны быть более $0,01L$ (L – пролет в метрах) и не превышать 1,5 с;

– в пролетных строениях городских и пешеходных мостов расчетные периоды (в неразгруженном состоянии) по двух нижшим формам не должны быть в диапазоне 0,45...0,60 с в вертикальной плоскости и от 0,9...1,2 с – в горизонтальной;

– периоды вертикальных и горизонтальных колебаний на стадии монтажа пролетных строений не должны превышать 2 с, а крутильных – 1,5 с.

Таким образом, вопрос определения собственных частот колебаний продолжает оставаться актуальным, поскольку он напрямую связан с динамикой пролетных строений и возможными резонансными (или близкими к ним) явлениями.

В [1] были определены частоты и построены формы колебаний для пролетного строения $110+132+110$ м пятью различными способами, в том числе численно с помощью МКЭ ЛИРА.

В работе [2] проанализировано влияние изменения длин пролетов на частоту собственных

колебаний неразрезной трехпролетной балки на жестких опорах. В общем случае уравнение для определения частот собственных колебаний трехпролетных неразрезных балок на жестких опорах будет выглядеть следующим образом:

$$\frac{\rho_{31}}{\varepsilon_{31}^3} \cdot \frac{\rho_{21}}{\varepsilon_{21}^3} \cdot B_1 \cdot B_2 \cdot B_3 - \frac{\rho_{31}}{\varepsilon_{31}^3} \cdot S_1 \cdot S_3 \cdot D_2 + \frac{\rho_{21}^2}{\varepsilon_{21}^6} \cdot B_1 \cdot B_3 \cdot S_2 + \frac{\rho_{21}}{\varepsilon_{21}^3} \cdot S_1 \cdot B_2 \cdot B_3 = 0, \quad (1)$$

где $B_1, B_2, B_3, S_1, S_2, S_3, D_2$ – функции Прагера, имеющие вид:

$$B(\lambda) = \operatorname{ch} \lambda \sin \lambda - \operatorname{sh} \lambda \cos \lambda ; \\ S(\lambda) = 2 \operatorname{sh} \lambda \sin \lambda ; D(\lambda) = \operatorname{ch} \lambda \cos \lambda - 1 ;$$

$\rho_{21}, \rho_{31}, \varepsilon_{21}, \varepsilon_{31}$ – коэффициенты нерегулярности, соответственно, по массе и жесткости пролетов. Для рассматриваемого случая, когда отсутствует нерегулярность по массе и жесткости пролетов, для коэффициентов нерегулярности будет выполняться следующая зависимость:

$$\varepsilon_{13} = \varepsilon_{23} = \varepsilon_{12} = \rho_{12} = \rho_{13} = \rho_{23} = 1. \quad (2)$$

Следовательно, исходя из выражения (2), частотное уравнение запишется только в функциях Прагера:

$$B_1 \cdot B_2 \cdot B_3 - S_1 \cdot S_3 \cdot D_2 + B_1 \cdot B_3 \cdot S_2 + S_1 \cdot B_1 \cdot B_3 = 0. \quad (3)$$

Расчетные характеристики пролетного строения приведены в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики	Ед. изм.	Значения	
		110+132+110	132+154+132
Расстояние между главными фермами	м	5,80	5,80
Полная длина пролетного строения	м	353,14	419,14
Высота балки проезжей части	м	1,85	1,85
Высота фермы	м	15,0	15,0
Вес пролетного строения	т	1594	2044
Погонный вес	т/м.п.	5,43	5,43
Момент инерции фермы	м ⁴	5,456	5,456

Из уравнения (3) определим частотные коэффициенты λ_i и далее по известной формуле круговую частоту:

$$\omega = \frac{\lambda^2}{2\pi\ell^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}, \quad (4)$$

где ω – круговая частота колебаний, рад/с; λ_i – частотный коэффициент; ℓ – длина пролета, м; m – погонная масса участка, т/п.м.; EI – жесткость участка, тм².

Анализ частот и форм собственных колебаний неразрезных пролетных строений показал, что для исследования процесса взаимодействия такой системы при входе подвижной нагрузки на мост и при ее спуске с сооружения, когда условия работы пролетных строений оказываются наиболее неблагоприятными, требуется учет не менее $3k$ форм возможных колебаний пролетных строений, где k – число пролетов [3]. Таким образом, для трехпролетных расчетных схем минимальное количество частот и форм должно составлять не менее 9.

Исследование возможного влияния на частоту собственных колебаний пролетного строения 110+132+110 м изменения величины одного из крайних пролетов проведено путем изменения длины крайнего пролета с шагом панели фермы ($d = 11$ м) как в сторону увеличения, так и в сторону уменьшения, для получения полного спектра изменения частот. На рис. 1 приведены расчетные схемы неразрезных пролетных строений (110+132+110 м и 132+154+132 м). В табл. 2 приведены численные значения частот для обеих схем пролетных строений.

На основании данных табл. 2 построим график изменения частот по каждой из 9 форм для пролетного строения 110+132+110 м. По оси ординат отложим значение частот, по оси абсцисс – длину крайнего пролета, изменяющегося в диапазоне длин от 55 до 132 м (рис. 2).

Как видно из графика на рис. 2, изменение длины крайнего пролета оказывает на частоты наибольшее влияние на высшие формы начиная с 6, а также на 3 форму.

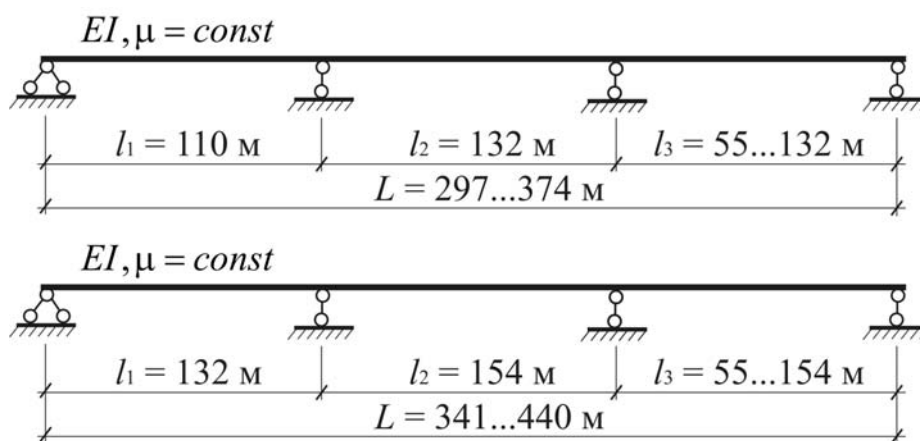


Рис. 1. Расчетные схемы пролетных строений

Таблица 2

Расчетная схема	1	2	3	4	5	6	7	8	9
110+132+55	2,263	3,464	7,705	10,754	12,484	17,910	23,350	29,824	39,357
110+132+66	2,229	3,429	7,082	9,343	11,271	17,394	23,215	27,850	32,395
110+132+77	2,194	3,388	5,916	8,520	11,138	16,918	21,878	23,745	30,425
110+132+88	2,154	3,325	4,847	8,230	11,069	15,638	18,684	23,375	29,677
110+132+99	2,103	3,204	4,120	8,050	10,972	13,276	17,698	23,253	27,597
110+132+110	2,030	2,975	3,743	7,859	10,538	11,571	17,280	22,651	24,014
110+132+121	1,921	2,713	3,592	7,542	9,401	11,200	16,750	19,877	23,402
110+132+132	1,769	2,522	3,523	6,946	8,648	11,111	15,483	18,156	23,281
132+154+55	1,641	2,482	5,748	7,720	10,993	13,887	16,491	22,150	28,072
132+154+66	1,622	2,459	5,573	7,528	8,805	12,983	16,373	21,671	27,689
132+154+77	1,603	2,436	5,178	6,765	7,986	12,686	16,295	20,359	23,696
132+154+88	1,583	2,409	4,465	6,231	7,861	12,411	15,983	17,263	22,300
132+154+99	1,562	2,374	3,753	6,023	7,807	11,824	14,122	16,454	21,833
132+154+110	1,536	2,319	3,211	5,904	7,759	10,480	13,111	16,360	21,088
132+154+121	1,502	2,222	2,851	5,801	7,673	9,053	12,768	16,276	18,959
132+154+132	1,454	2,076	2,658	5,674	7,361	8,147	12,525	15,849	16,829
132+154+143	1,385	1,926	2,566	5,460	6,731	7,904	12,156	14,281	16,429
132+154+154	1,293	1,813	2,517	5,088	6,287	7,833	11,347	13,257	16,347

Для анализа относительного изменения частот по 9 формам построен график приведенный на рис. 3. Здесь частоты по всем схемам сравнивались с частотой по схеме 110+132+110 м (132+154+132 м). В общем случае процент погрешности при определении частот определялся по формуле

$$\frac{\omega_p - \omega_{np}}{\omega_p} \times 100 \%, \quad (5)$$

где $\omega_{np} = \omega_{\ell}$ — частоты балки по схеме 110+132+110 м (132+154+132 м).

Для исходной схемы 110+132+110, как видно из графика на рис. 3, с увеличением длины крайнего пролета на величину одной-двух панелей частоты по формам 1, 2, 4, 5, 8 вышли из предела инженерной достоверности расчетов частот – 10 % интервала.

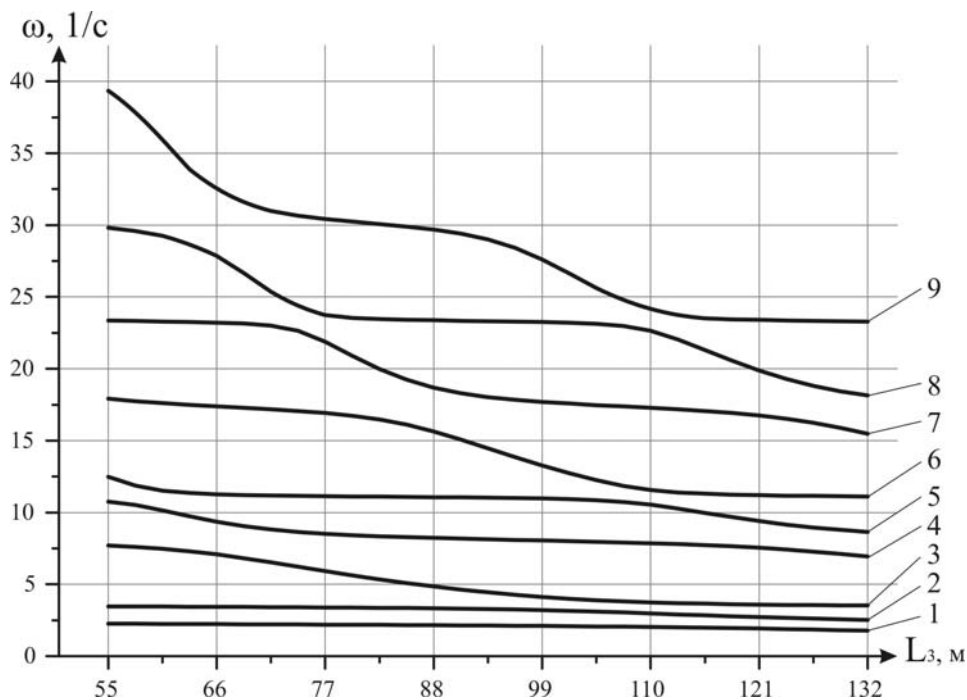


Рис. 2. График изменения частот по формам 1–9 в зависимости от длины крайнего пролета для схемы 110+132+110 м

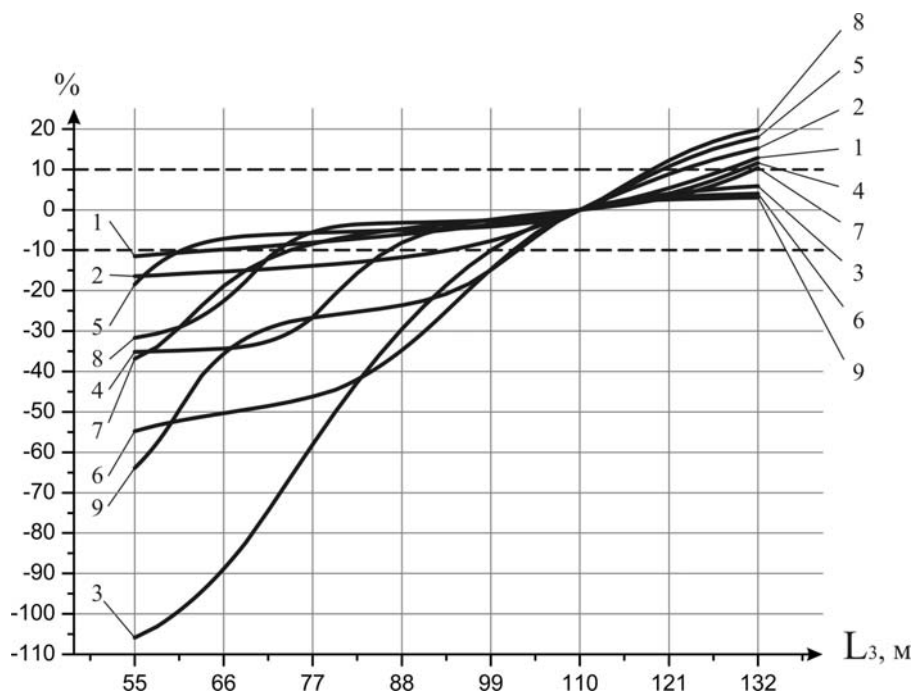


Рис. 3. График изменения частот балок относительно частоты по симметричной схеме 110+132+110 м по формам 1–9

При уменьшении пролета относительная частота по первой форме изменяется не так значительно, достигая погрешности в 10 % непосредственно возле нижней границы диапазона изменяемых схем. Изменение частоты по второй форме происходит в 15 % погрешности вплоть до нижней границы диапазона изменяемых схем. На частоте по третьей форме наиболее существенно отражается изменение одного

из крайних пролетов в сторону уменьшения. Как видно по графику рис. 3, относительная погрешность для частоты по третьей форме вышла за границы интервала 10 % уже при уменьшении протяженности крайнего пролета на длину панели фермы.

Графики для пролетного строения по схеме 132+154+132 м во многом совпадают с приведенными на рис. 2 и рис. 3, поэтому в данной

статье только обозначим допустимые интервалы данной схемы. Формы для схем 110+132+110 м и 132+154+132 м практически идентичны, поэтому в рамках данной статьи ограничимся только построением форм по первой схеме.

В общем виде для схемы 132+154+132 м верны все отмеченные выше закономерности для 110+132+110 м, с той разницей, что изменение относительной погрешности происходит менее выражено. Так, при уменьшении крайнего пролета до 55 м погрешность по первой форме выходит за пределы 10 % интервала, тоже самое происходит с погрешностью для второй формы, которая при приближении к нижней границе диапазона изменяемых схем достигает 20 %. Однако при увеличении крайнего пролета процент относительной погрешности меньше аналогичных значений схемы 110+132+110 м, ввиду большей длины неизменяемых пролетов.

На рис. 4 приведены формы колебаний для первых 9 частот для балок по схемам 110+132+55 м, 110+132+110 м, 110+132+132 м. В качестве нормирующего параметра был выбран угол поворота на первой опоре. Графики форм колебаний полностью соответствуют всему вышесказанному относительно частот. Так, значительное изменение частоты при колебаниях по 3 форме, связанное с уменьшением пролета до 55 м находит свое отражение на соответствующем графике. На рис. 4 сохранено взаимное отношение форм, что позволяет оценить не только качественную составляющую, но и относительные перемещения форм по разным схемам. Так, на рис. 4 видно увеличение перемещений в среднем и крайнем пролетах по 1 форме при увеличении величины крайнего до 132 м. Так же видно, что относительные перемещения по 4, 7, 8 формам существенно больше соответствующих перемещений по другим схемам.

Несмотря на значительное изменение длины крайнего пролета – абсолютное изменение составляет от –55 м до +22 м (для схемы 110+132+110 м) и –77 м до +22 м (для схемы 132+154+132 м), относительное удлинение находится в пределах от –50 % до 20 % (для схемы 110+132+110 м) и от –58 % до 17 % (для схемы 132+154+132 м), относительные длины центрального и крайнего пролетов изменяются одинаково в меньшем интервале – от +18,5 % до 6 % (для схемы 110+132+110 м) и от –23 % до +6 % (для схемы 132+154+132 м).

Интервал длин крайнего пролета, при котором изменение длины крайнего пролета не приводит к изменению частоты симметричной балки больше чем на 10 %, для частоты по первой и второй форме составляет от 77 м до 132 м. Для частоты по третьей форме интервал более сужен, и равен от 99 м до 132 м. Данные интервалы справедливы и для схемы 132+154+132 м.

На рис. 5 приведен график относительной погрешности по частотам для первых трех форм относительно регулярной при определении частот по обеим схемам. По оси абсцисс отложена длина пролета для регулярной схемы. Как видно по графикам, пролет, при котором можно перейти к регулярной схеме с наименьшей погрешностью (до 10 %), для схемы 110+132+110 м составляет около 120 м для частоты по первой и третьей форме, для второй находится в диапазоне около 110 м; для 132+154+132 м допустимо перейти к регулярной схеме с величиной пролета 143 м по частоте по первой и третьей формам, и 135 м – для второй. Минимальное значение относительной погрешности для частот по высшим формам находятся в интервале заданном для первой и третьей форм, кроме частот при пятой и восьмой формам, характер изменения погрешности для которых полностью соответствует частоте по второй форме колебаний.

Определим частоты и периоды горизонтальных колебаний пролетного строения.

Момент инерции в горизонтальной плоскости найдем, воспользовавшись известными полумпирическими формулами для периодов вертикальных и горизонтальных колебаний [7]. Формулы позволяют выразить момент инерции в горизонтальной плоскости через момент инерции в вертикальной. После преобразования приходим к зависимости:

$$I_{гор} = I_{ср} \times \left[\frac{B}{H} \times \frac{0.9}{1.93 - 0.01\ell} \right]^2, \quad (6)$$

где B – ширина пролетного строения; H – высота пролетного строения; ℓ – полная длина; $I_{ср}$ – момент инерции в вертикальной плоскости.

Для пролетных строений 110+132+110 м и 132+154+132 м момент инерции в горизонтальной плоскости будет равен 0,4275 м⁴. Решив уравнение (3), подставив вместо вертикальной горизонтальную жесткость, найдем период колебаний в горизонтальной плоскости.

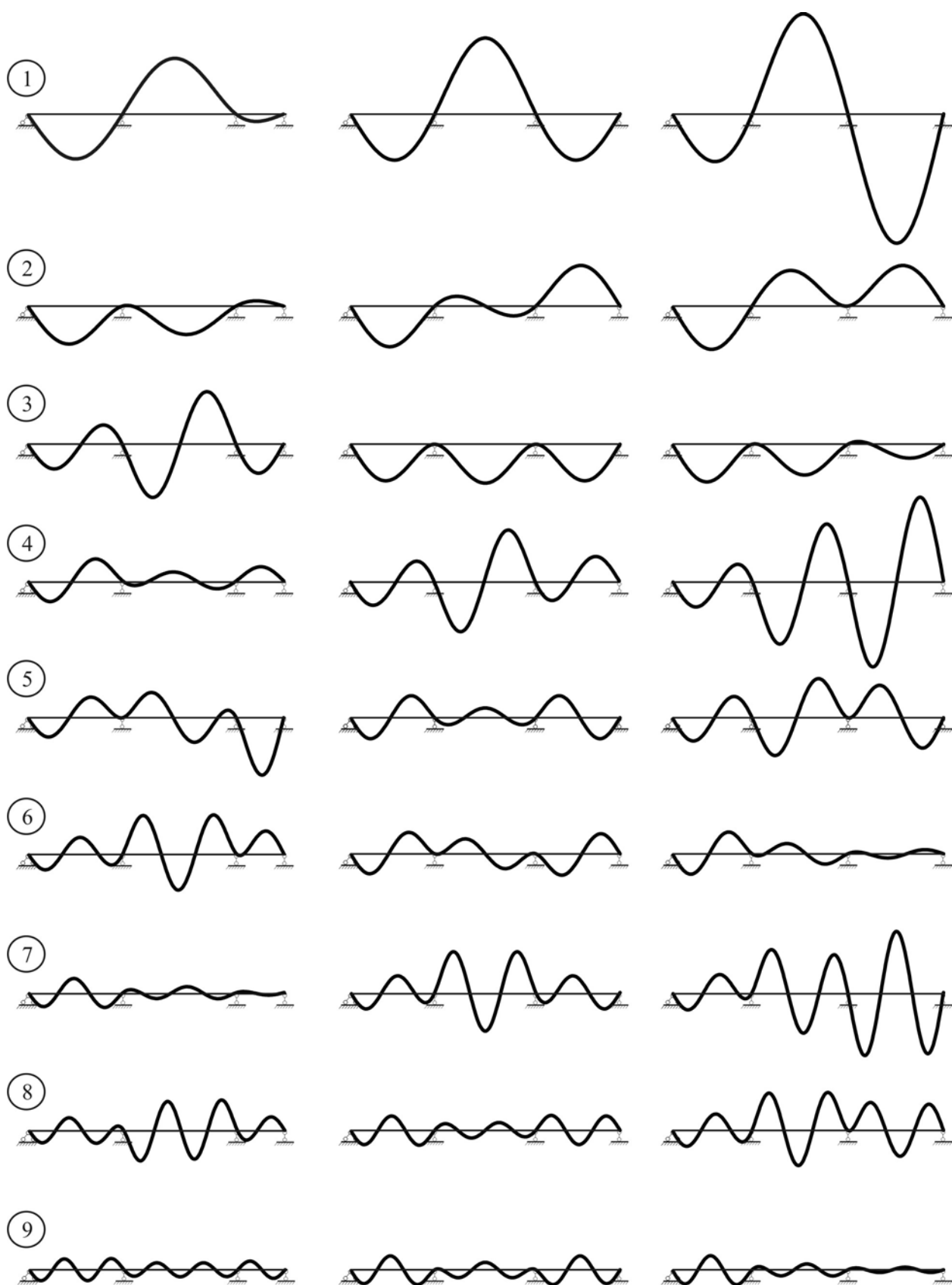


Рис. 4. Формы колебаний балок. Слева направо: для схемы 110+132+55 м, 110+132+110 м и 110+132+132 м. Цифрами обозначены номера форм

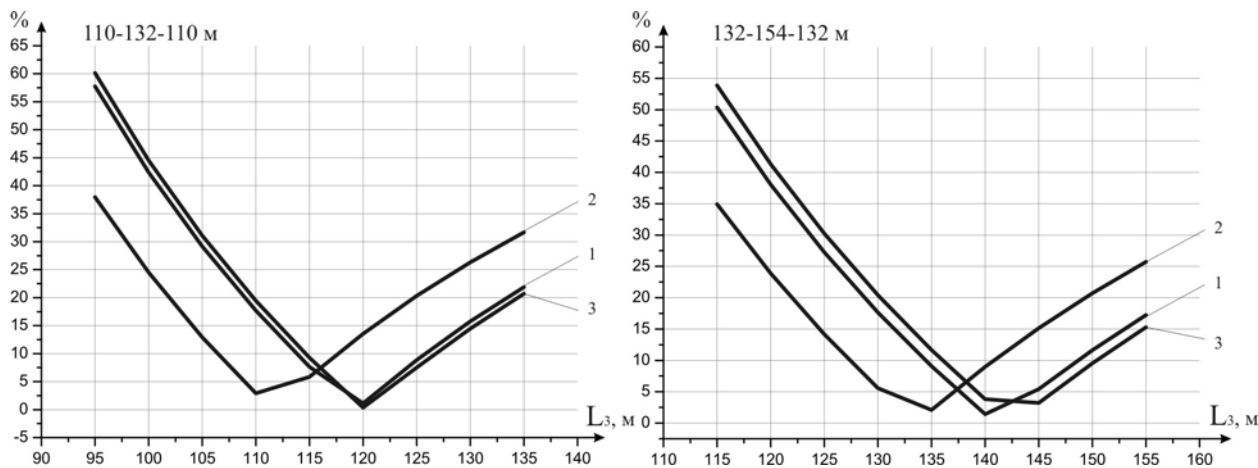


Рис. 5. График погрешности относительно равнопролетной схемы при определении частот по схемам 110+132+110 м и 132+154+132 м

Так, для схем 110+132+55 м до 110+132+132 м период собственных колебаний для частоты по первой форме находится в диапазоне от 2,019 до 2,583 с, по второй форме – 1,319...1,811 с. Для схем 132+154+55 м до 132+154+154 м период собственных колебаний для частоты по первой форме изменяется в диапазоне от 2,783 до 3,534 с, по второй форме – 1,840...2,520 с. Таким образом, периоды колебаний не находятся в интервале периодов, ограниченном СНиП. Увеличение длины край-

него пролета приводит к уменьшению частоты собственных колебаний, и соответствующему обратно пропорциональному увеличению периода собственных колебаний.

Как видно по графику на рис. 6, практически для всех длин пролетов для схемы пролетного строения 110+132+110 м периоды колебаний по первой форме находятся в диапазоне 0,45...0,6 с, нахождение их в которой по СНиП считается нежелательным.

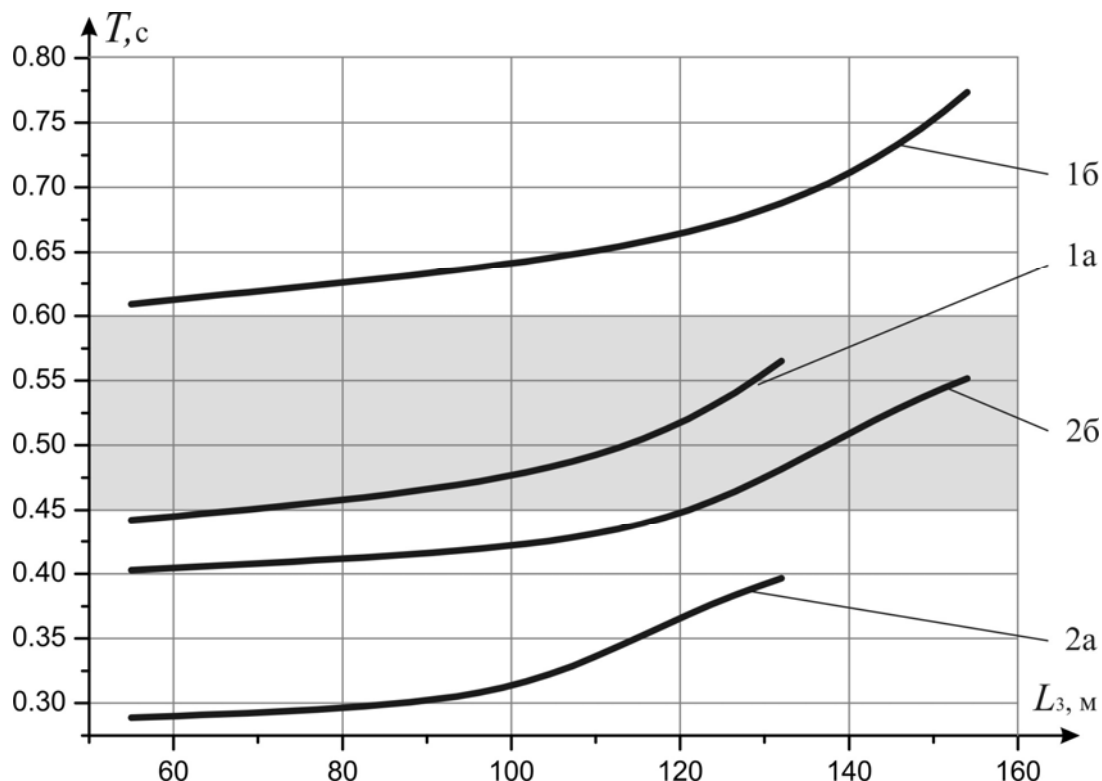


Рис. 6. График изменения периодов вертикальных колебаний в зависимости от величины крайнего пролета: 1а, 16 – для пролетного строения 110+132+110 м; 2а, 26 – для пролетного строения 132+154+132 м

В то же время, уменьшение длины крайнего пролетного строения на панель для схемы

132+154+132 м приводит к выходу из данного диапазона периодов колебаний по второй фор-

ме. Периоды колебаний по 1 форме для схемы 132+154+132 м и периоды колебаний по 2 форме для схемы 110+132+110 м не попадают в диапазон, указанный СНиП.

Таким образом, можно отметить, что в случае увеличения одного из пролетов наряду с выходом на первый план вопросов прочности, экономической составляющей проекта, условий местности должен возникнуть вопрос о частотах собственных колебаний, изменение которых влечет за собой существенное изменение характера действительной работы конструкций под подвижной нагрузкой.

Выполненное исследование позволяет также сделать вывод о возможности и целесообразности проектирования неразрезных двух- и трехпролетных ферм несимметричных как более эффективных с точки зрения их поведения под динамической нагрузкой. К тому же это позволяет уменьшить один из пролетов, которые предусмотрены для ширины подмостовых габаритов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Распопов, А. С. Свободные колебания неразрезных ферм железнодорожных мостов [Текст] / А. С. Распопов, К. И. Солдатов // Вопросы статической и динамической работы мостов: межвуз. сб. научн. тр. – Д., 1989. – С. 47-53.
2. Железняк, Г. С. Исследование собственных колебаний квазирегулярной трехпролетной балки [Текст] / Г. С. Железняк, К. И. Солдатов // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2005. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2005. – С. 166-173.
3. Каплан, В. Взаимодействие подвижного состава с неразрезными пролетными строениями железнодорожных мостов [Текст] / В. Каплан, Ю. Г. Козьмин, Э. А. Шраер // Вопросы динамики мостов и теории колебаний: межвуз. сб. науч. тр. / ДИИТ. – Д., 1980.
4. Ананьев, И. В. Справочник по расчету собственных колебаний упругих систем [Текст] / И. В. Ананьев, – М., 1946. – 224 с.
5. Эйхе, Г. Н. Анализ структуры уравнения частот и форм колебаний прямолинейных цепных стержневых систем и свободные колебания радиально-вантовых мостов [Текст] : дисс. ... канд. техн. наук. – 183 с.
6. Солдатов, К. І. Дослідження динаміки нерегулярних по довжинах прольотів мостових конструкцій [Текст] / К. І. Солдатов, Г. С. Железняк, К. В. Гуржій. – Д., 2004. – С. 221-226.
7. Динамика железнодорожных мостов [Текст] / Н. Г. Бондарь и др. – М.: Транспорт, 1965. – 412 с.

Поступила в редколлегию 11.03.2010.

Принята к печати 20.03.2010.

ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ СТІНКИ ПОЗДОВЖНЬОЇ БАЛКИ ЗАЛІЗНИЧНИХ МЕТАЛЕВИХ МОСТІВ ПРИ РІЗНИХ ТИПАХ МОСТОВОГО ПОЛОТНА

У роботі наведено результати експериментальних досліджень роботи стінки балки під тимчасовим навантаженням. Дані дослідження проводились у декілька етапів при різних типах мостового полотна.

В работе приведены результаты экспериментальных исследований работы стенки балки под временной нагрузкой. Данные исследования проводились в несколько этапов при разных типах мостового полотна.

The results of experimental studies of wall girders under live load are given in the paper. These studies were conducted in several stages with different types of the bridge floor.

Аналіз причин виникнення тріщин втоми

На сьогодні з 298 металевих прогонових будов, що експлуатуються на залізницях України, 100 прогонових будов є дефектними через наявність тріщин втоми. Тріщини втоми класифіковано в літературі [1] за місцем розташування у елементах прогонових будов, причому харак-

терними є тріщини, що утворюються у стінках поздовжніх балок.

Розрахунки на втому базуються на припущенні, що кожен елемент мосту за період експлуатації (80...100 років) сприймає до 2 мільйонів циклів навантажень (завантажень конструкції рухомих складом, відповідно до рис. 1).

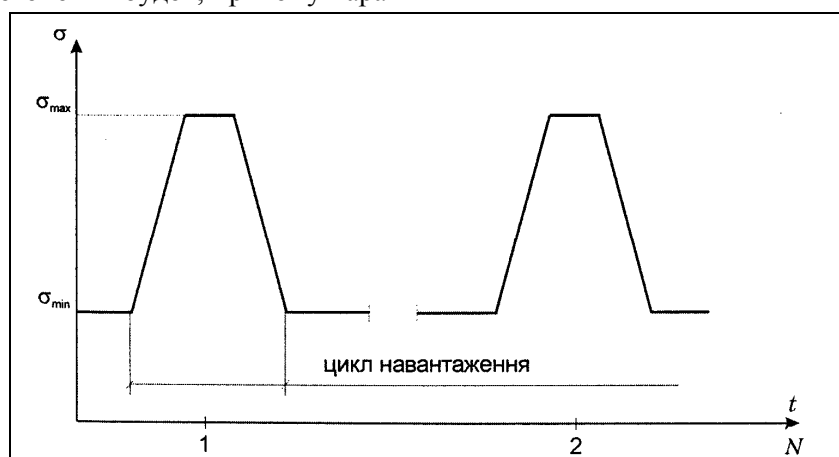


Рис. 1. Діаграма завантаження прогонової будови при розрахунках на втому:

$\sigma_{\max}$ – напруження від рухомого складу та власної ваги; $\sigma_{\min}$ – напруження від власної ваги

Перехід від розрахункового опору на міцність до зменшеного опору матеріалу втоми здійснюється за допомогою коефіцієнта γ_w , у відповідності до літератури [2], відповідно перевірка достатності перерізу виконується з умови:

$$\sigma^{\text{BT}} \leq \gamma_w R_y m,$$

де γ_w для залізничних мостів зі сталі 10ХСНД визначають за формулою:

$$\gamma_w = \frac{1}{(0.81 \cdot \beta \pm 0.2) - (0.81 \cdot \beta \mp 0.2) \cdot \rho} \leq 1,$$

де β – ефективний коефіцієнт концентрації напружень; ρ – коефіцієнт асиметрії циклу навантажень, $\rho = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}$.

$$\rho = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}.$$

Але дана методика має суттєвий недолік. В основу визначення коефіцієнта β покладені результати випробувань зварних зразків без урахування впливу залишкових напружень. Це призводить до того, що на ділянці знакозмінних напружень попередня формула дає необґрунтовано завищені розрахункові опори втоми, на що наголошується у роботах [3] та [4].

Дослідження тріщиностійкості металевих конструкцій виконувалось у роботах [5, 6, 7]. Встановлено, що в багатоцикловій області (при кількості циклів більше двох мільйонів) граничні розмахи напружень не залежать від асиметрії циклів навантаження [4]. Аналогічні припущення покладені в основу закордонних методик розрахунку, що передбачає визначення допустимих розмахів напружень.

Обстеження підтверджують, що в прогонових спорудах мостів є технологічні дефекти у зварних з'єднаннях (не провари значних розмірів, шлакові включення, пори та ін.), що можуть різко зменшувати опір втомі зварних з'єднань.

Суттєве значення на процеси втоми мають особливості тимчасового навантаження. Залізничний транспорт характерний значним динамічним впливом на конструкції. Високочастотні коливання візків вагонів, що в свою чергу накладаються на основні цикли навантажень суттєво можуть зменшити опір втомі окремих елементів конструкцій. Відомо, що коли частоти одночасно діючих напружень значно відрізняються, то довговічність елементів конструкцій суттєво зменшується що доведено у роботах [8, 9], і ці явища не враховуються при проектуванні мостів.

Отже, для отримання надійних мостових конструкцій, необхідно, щоб норми відповідали

а)



характеру процесу, та реально відображали, що відбувається у матеріалі конструкції. Не менше, а мабуть навіть і більше значення має удосконалення правил проектування конструкцій, в яких були б враховані природа процесу виникнення тріщин, і які б виключали можливість появи неприпустимих вібрацій і місцевих напружень.

Експериментальні дослідження стінки балки

Встановлено, що характер втомних пошкоджень залежить від конструктивних особливостей прогонових будов та типу мостового полотна, застосованого на прогоновій будові, що описано в літературі [10, 11], але експериментальним дослідженням причин утворення тріщин не приділялось достатньо уваги.

У зв'язку з цим, одною з задач, яка вирішувалась при випробуваннях прогонової будови на мостовому переході через річку Сура на 248 км залізничної лінії Дніпропетровськ – Лошкарівка, було дослідження дійсної роботи стінки балки під тимчасовим навантаженням при різних типах мостового полотна.

Локомотив 2ТЭ116 у відповідності до програми випробувань навантажував прогонову будову, при цьому відбувалась реєстрація всіх показань вимірювальних приладів на спеціальних вимірювальних комплексах (рис. 2).

б)



Рис. 2. Перший етап випробувань:

а – заїзд навантаження на міст; б – реєстрація показань при цьому

Вимірювальні прилади – прогиноміри та тензометри були встановлені у відповідності до схем встановлення. По кожній із схем завантаження реєструвались прогини та напруження у характерних точках. Після завершення випро-

бувань прогонової будови з мостовим полотном на дерев'яних поперечинах, дане мостове полотно було демонтовано, на його місце встановлено мостове полотно на плитах БМП (рис. 3).



Рис. 3. Демонтаж старого полотна та встановлення мостового полотна на плитах БМП

При демонтажі поперечин виявилось, що в деяких місцях має місце зменшення товщини верхньої полиці на 50...60 %. Цей дефект характерний для поздовжніх балок металевих прогонових будов, і є одною з основних причин

зниження вантажопідйомності цих конструкцій.

Після встановлення цього типу мостового полотна випробування були повторені у відповідності до програми випробувань (рис. 4).



Рис. 4. Монтаж колії на плитах та встановлення локомотиву у характерній точці

Характерним для цього типу мостового полотна є встановлення плит на дерев'яні підкладки, які укладаються на верхню полицю балок та щільно прирубуються до неї. Плити притягуються до балок за допомогою шпильок, встановлених у передбачені для цього отвори. Дані випробування дадуть змогу дослідити дійсну роботу плит на такому прокладному шарі.

Результати експериментальних досліджень

Під час натурних випробувань поздовжньої балки на її вертикальній стінці, на відстані 25 см від верхнього пояса, на зовнішній і внутрішній поверхні були наклеєні тензорезистори, відповідно Т5 та Т6, для визначення місцевих напружень від дії постійних і тимчасових навантажень. Простежимо за зміною цих напружень.

Після укладення мостового полотна на мостових брусах стискальні напруження на зовнішній поверхні стінки складають $4,86 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$, а

внутрішній поверхні – $5,17 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$.

Заміна мостового полотна на дерев'яних брусах на мостове полотно на залізобетонних плитах (БМП) викликає не тільки кількісну, а й якісну зміну напружень в стінці балки. Зовнішня поверхня стінки розтягнута ($\sigma_5 = 120,6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$), а внутрішня поверхня стінки стиснута ($\sigma_6 = -83,3 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$).

Під час статичних випробувань поздовжньої балки з мостовим полотном на дерев'яних брусах, зовнішня поверхня її стінки переважно

розтягнута (максимальні розтягувальні напруження $\sigma_5 = 49 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$), і тільки при двох положеннях статичного навантаження зовнішня поверхня стінки стиснута (максимальні стискальні напруження $\sigma_5 = -18 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$). Внутрішня поверхня стінки балки головним чином стиснута (максимальні стискальні напруження

$\sigma_6 = -38,5 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$). Тільки в одному випадку (десята схема завантаження) внутрішня поверхня стінки розтягнута ($\sigma_6 = 6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$).

Результати динамічних випробувань, які виконувались пропуском по прогоновій будові з різними швидкостями тепловозу 2ТЭ116, що використовувався також і як статичне навантаження, зведені в табл. 1.

Таблиця 1

Результати динамічних випробувань

Положення тензорезистора	Швидкості випробувального навантаження, км/год					
	5,0		20,0		40,0	
	$\sigma_{\max}$, $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\sigma_{\min}$, $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\sigma_{\max}$, $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\sigma_{\min}$, $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\sigma_{\max}$, $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	$\sigma_{\min}$, $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$
Зовнішня поверхня поздовжньої балки (Т5)	48,53	-20,16	49,35	-20,0	50,54	-21,67
Внутрішня поверхня поздовжньої балки (Т6)	-47,93	-11,72	-39,95	13,57	-36,66	14,76
Коефіцієнт асиметрії циклу, ρ	-0,988		-0,81		-0,725	

Статичні випробування поздовжньої балки з мостовим полотном на залізобетонних плитах (БМП) показали, що зовнішня поверхня стінки балки стиснута, а максимальні стискальні напруження складають $\sigma_5 = -93 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$. Внутрішня поверхня стінки балки переважно розтягнута. Максимальні розтягувальні напруження становлять $\sigma_6 = 67,1 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$. Стискальні напруження з'являються тільки при першій схемі завантаження $\sigma_6 = -27,8 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$.

Результати динамічних випробувань також свідчать, що зовнішня поверхня стінки балки переважно стиснута ($\sigma_5 = -110,5 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$). В той же час, з'являються і невеликі розтягувальні напруження ($\sigma_5 = 18 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$). Внутрішня поверхня стінки, головним чином, розтягнута ($\sigma_6 = 60,2 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$). Стискальні напруження складають ($\sigma_6 = -32,8 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$).

При статичних і динамічних випробуваннях поздовжньої балки з мостовим полотном на залізобетонних плитах, включених у сумісну роботу з нею, працював тільки один тензорезистор, розташований на зовнішній поверхні стінки балки (Т5). Показання тензорезистора дозволяють судити про роботу стінки балки. Статичні випробування свідчать про те, що зовнішня поверхня стінки балки майже при всіх схемах завантаження стиснута, а стискальні напруження у порівнянні з мостовим полотном на плитах БМП значно нижчі (максимальні стискальні напруження $\sigma_5 = -29 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$). Тільки при першій схемі завантаження виникають незначні розтягувальні напруження ($\sigma_5 = 2 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$). За результатами динамічних випробувань максимальні стискальні напруження зовнішньої поверхні стінки складають ($\sigma_5 = -25,8 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$), а розтягувальні – $\sigma_5 = 7,2 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$.

Аналіз наведених вище результатів свідчить про роботу стінки поздовжньої балки на позacentровий стиск. При цьому, якщо мостове по-

лотно на дерев'яних брусах, зовнішня поверхня стінки поздовжньої балки від дії тимчасового навантаження переважно розтягнута, а якщо мостове полотно на плитах БМП або на залізобетонних плитах, включених в сумісну роботу з поздовжніми балками – навпаки стиснута. Внутрішня поверхня стінки поздовжньої балки при різних конструкціях мостового полотна під дією тимчасового навантаження працює відповідно на стиск або на розтяг.

У зв'язку з цим виникає питання: як впливає заміна мостового полотна на витривалість стінки поздовжньої балки?

Враховуючи, що при визначенні коефіцієнта γ_w при розрахунках на витривалість елементів сталевих конструкцій та їхніх з'єднань (12) суттєвий вплив має коефіцієнт асиметрії циклу перемінних напружень (ρ), визначимо його при дії тимчасового навантаження на поздовжню балку з різними типами мостового полотна. Якщо на поздовжню балку укладене мостове полотно на дерев'яних брусах, то при дії тимчасового навантаження коефіцієнт асиметрії циклу (ρ) для перерізу стінки поздовжньої балки змінюється від $-0,725$ до $-0,988$. Той же переріз стінки поздовжньої балки з мостовим полотном на стінках БМП при дії тимчасового навантаження характеризується коефіцієнтом асиметрії циклу $\rho = -0,545$. У першому випадку коефіцієнт γ_w змінюється в межах від $0,6$ до $0,66$, а в другому – від $0,73$ до $0,85$, що свідчить про більш сприятливі умови роботи перерізу стінки поздовжньої балки з мостовим полотном на залізобетонних плитах на витривалість.

Виконані натурні експериментальні дослідження напруженого стану стінки поздовжньої балки з різними типами мостового полотна при дії постійного та тимчасового навантаження дозволяють зробити наступні висновки:

- Верхні перерізи стінки працюють на позакцентровий стиск, сприймаючи циклічні навантаження від рухомого складу.
- Включення залізобетонної плити у сумісну роботу з бетонною балкою значно зменшує амплітуду зміни напружень у перерізі її стінки.
- Мостове полотно на плитах БМП та на плитах, включених у сумісну роботу з поздовжніми балками значно покращує роботу їх стінок на витривалість.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Рекомендації з огляду, підсилення, ремонту та збільшення експлуатаційного ресурсу суцільно-стінчатих зварних прогонових будов. ЦП-0176 [Текст] : Затв.: Наказ ЦП УЗ 03.04.07. № 202Ц / ЦП УЗ. – К., 2007. – 76 с.
2. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. правила проектування [Текст] / Мін-во будівн., архіт-ри та житл.-комун. госп-ва. – К., 2006. – 367 с.
3. Лучко, Й. Й. Механіка руйнування мостових конструкцій та методи прогнозування їх залишкової довговічності [Текст] / Й. Й. Лучко, Г. Т. Сулим, В. І. Кир'ян; під ред. Й. Й. Лучка. – Львів: Каменяр, 2004. – 885 с.
4. Труфяков, В. И. Усталость сварных соединений [Текст] / В. И. Труфяков. – К.: Наук. думка, 1973. – 216 с.
5. Кирьян, В. И. Методика предупреждения разрушений элементов сварных металлоконструкций при однократном динамическом нагружении [Текст] : [на англ. яз.] / В. И. Кирьян, С. В. Шимановский. // Проблемы прочности. – 2002. – № 3. – 202 с.
6. Кудрявцев, И. В. Усталость сварных конструкций [Текст] / И. В. Кудрявцев. – М.: Машиностроение, 1976. – 271 с.
7. Кирьян, В. И. Методика оценки сопротивления материалов и сварных соединений зарождению трещин при динамическом нагружении [Текст] / В. И. Кирьян, С. В. Шимановский // Автоматическая сварка. – 1988. – № 5. – С. 16-20.
8. Труфяков, В. И. Определение долговечности при двухчаститном нагружении [Текст] : обзор, сообщ. 1 / В. И. Труфяков, В. С. Ковальчук // Проблемы прочности. – 1982. – № 9. – С. 9-15.
9. Определение долговечности при двухчастотном нагружении [Текст] : предлагаемая методика, сообщ. 2 // Проблемы прочности. – 1982. – № 10. – С. 15-20.
10. Фишер, Дж. Трещинообразование в стальных мостах [Текст] / Дж. Фишер, Д. Мерти // Гражданское строительство. – 1985. – № 2. – С. 9-13.
11. Усталостные трещины в сплошностенчатых пролетных строениях [Текст] / Ю. П. Миролюбов и др. // Вопросы проектирования и эксплуатации искусственных сооружений: сб. тр. – 1983. – С. 62-69.

Надійшла до редколегії 26.03.2010.

Прийнята до друку 02.04.2010.

Ю. С. ЗОРЬКІН, В. М. ЛОЗИЦЬКИЙ (ДП «Науково-дослідний і проектно-вишукувальний інститут транспортного будівництва «Київдіпротранс»)

ПРОЕКТ БУДІВНИЦТВА АВТОМОБІЛЬНОЇ ЕСТАКАДИ В СКЛАДІ ТЕРМІНАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ ДМА «БОРИСПІЛЬ»

В статті викладено основний зміст проекту будівництва автомобільної естакади в складі термінального комплексу ДМА «Бориспіль», розробленого ДП «Науково-дослідний та проектно-вишукувальний інститут транспортного будівництва «Київдіпротранс» у відповідності до технічного завдання, що було затверджене Представництвом «Догуш Іншаат Ве Тиджарет Анонім Шіркети», та діючих нормативів для складання проектно-кошторисної документації.

В статье изложено основное содержание проекта строительства автомобильной эстакады в составе терминального комплекса ДМА «Борисполь», разработанного ГП «Научно-исследовательский и проектно-изыскательский институт транспортного строительства «Киевгипротранс» в соответствии с техническим заданием, утвержденным Представительством «Догуш Иншаат Ве Тиджарет Аноним Ширкети», и действующими нормативами для составления проектно-сметной документации.

In the article it is presented the basic content of construction project for car trestle as a part of the terminal complex at international airport «Borispol» worked out by the State Enterprise «The research and design institute of transport construction «Kievgioprotrans» in accordance with the specifications approved by the Representative Office of «Догуш Иншаат Ве Тиджарет Аноним Ширкети» and with the project estimate documentation.

Вступ

Проект будівництва автомобільної естакади в складі проекту «Будівництво термінального комплексу ДМА «Бориспіль», термінальний комплекс «D», виконано на основі наступних вихідних даних:

- завдання на проектування до договору № 1344/09/UBH-SC-CW-100 від 09.12.2009 р;
- архітектурно-планувального завдання № 30/06 від 06.02.2006 р., дійсного до 16.04.2011 р.;
- топографічної зйомки, виконаної ДП МО України «ЦПІ» в 2009 р.;
- інженерно-геологічних вишукувань, виконаних інститутом «Енергопроект» в 2006 р. та «Київдіпротранс» в січні-лютому 2010 р.;
- профілю та плану траси естакади, наданих Представництвом «Догуш Іншаат Ве Тиджарет Анонім Шіркети».

Основне призначення споруди, норми проектування

Естакада призначена для під'їзду автотранспорту до будівлі терміналу в рівні третього поверху, висадки та посадки пасажирів. Габарит проїзду по естакаді прийнятий згідно завданню на проектування і включає дві смуги руху шириною по 3,75 м та дві смуги безпеки по 0,70 м. Перед будівлею терміналу для висадки та посадки пасажирів передбачена смуга

руху шириною 3,50 м та тротуар шириною 5,00 м. З обох сторін проїзду передбачені службові проходи шириною 0,75 м. Розрахункова швидкість руху автотранспорту по естакаді 30 км/год. Порядок організації дорожнього руху розроблений за окремим договором.

Проект естакади виконаний згідно вимог ДБН В.2.3-14:2006 «Мости та труби. Правила проектування» [1].

Тимчасове навантаження від автотранспортних засобів А15 у вигляді смуг рівномірно розподіленого навантаження, а також колісного важкого одиночного навантаження НК100 від чотиривісного колісного екіпажу з осьовим навантаженням 245 кН (25 тс). Вертикальне рівномірно розподілене навантаження для службових проходів прийняте 400 кгс/м².

Сейсмічність району будівництва та споруди не потребує спеціальних захисних заходів.

Кліматичні умови ділянки будівництва

Термінальний комплекс «D» знаходиться на території Державного міжнародного аеропорту «Бориспіль», Бориспільського району Київської області. Клімат району робіт – помірно-континентальний. Середня температура січня мінус 6 °С, липня – плюс 19 °С. Середньорічна температура повітря становить плюс 7 °С. Зима достатньо довга, порівняно тепла, літо тепле і вологе. Період з температурами нижче 0 °С складає 108 діб. Абсолютні мінімальні та мак-

симальні позначки температур сягають мінус 32,2 °С та плюс 39,4 °С.

Безморозний період складає 182 дні і може коливатися від 147 до 215 днів. Середня дата останнього заморозку – 17 квітня, першого заморозку – 16 жовтня.

Річна сума опадів 620 мм, добовий максимум 103 мм. На літо припадає 35 % опадів, на зиму – 19 %, на осінь та весну – по 23 %. Товщина снігового покриву до 30 см, лежить він в середньому 102 дні. В окремі зими ця величина може коливатися від 23 до 160 днів.

Взимку та влітку переважають вітри західного та північно-західного напрямлень при середніх значеннях швидкостей 4,1...4,3 м/с взимку та 3,3 м/с влітку.

Середня річна швидкість вітру дорівнює 2,7 м/с. Найбільша швидкість вітру припадає на лютий – 3,2 м/с, найменша на серпень – 2,2 м/с. Середня глибина промерзання ґрунту в грудні – 22 см, січні – 58 см, лютому (максимум) – 82 см, березні – 62 см. Нормативна глибина промерзання ґрунту – 1,1 м.

Попередні інженерно-геологічні та гідрогеологічні дослідження

Майданчик будівництва естакади примикає до будівлі терміналу. Рельєф рівний, перепад висот до 1,5 м, покритий лісопосадкою.

Інженерно-геологічні вишукування для проектування естакади виконані в 2006 р. Державним підприємством «Київський інститут інженерних вишукувань і досліджень «Енергопроект», додаткові вишукування виконані Державним підприємством «Науково-дослідний та проектно-вишукувальний інститут транспортного будівництва «Київдіпротранс» в січні лютому 2010 р.

В геологічній будові території будівництва естакади з поверхні землі на глибину від 0,40 до 4,20 м залягають супіщано-лесоподібні відкладення. Нижче розташовані дрібні піски з прошарками супісків, а з глибини 8,00...10,00 м від поверхні землі – однорідні дрібні піски різного ступеню щільності.

На підставі матеріалів вишукувань на глибині до 22,00 м виявлені наступні інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

ІГЕ-1. Насипний шар – супісок темно-сірий з будівельним та побутовим сміттям.

ІГЕ-1а. Рослинний шар – супісок гумусований з коріннями рослин.

ІГЕ-2. Супісок лесоподібний твердий з прошарками піску, просадочний.

ІГЕ-3. Супісок пилуватий пластичний.

ІГЕ-4. Пісок дрібний жовтувато-сірий кварцовий, малого ступеню водонасиченості, пухкий, з прошарками піску пилуватого.

ІГЕ-4а. Пісок дрібний жовтувато-сірий кварцовий, малого ступеню водонасиченості, середньої щільності, з прошарками супіску пилуватого.

ІГЕ-4б. Пісок дрібний світло-сірий кварцовий, від малого ступеню водонасиченості до повного насичення водою, щільний, з прошарками піску пилуватого.

Гідрогеологічні умови характеризуються одним водоносним горизонтом. Глибина залягання ґрунтових вод змінюється в залежності від кількості атмосферних опадів та режиму в руслі р. Дніпро (Канівського водосховища), яке знаходиться на відстані 20 км від площадки будівництва.

Під час вишукувань ґрунтові води зафіксовані на глибині від 5,10 до 8,80 м, що відповідає позначкам 117,86...118,70 м.

В зв'язку з глибоким заляганням водоупорного шару і значній водопроникливості піскового водоносного горизонту територія будівництва відноситься до невідтопленої. Під час інтенсивних дощів та танення снігу рівень ґрунтових вод може підніматися до 1,00 м вище вказаних позначок. На окремих ділянках з відносними водоупорами (супісками) можлива поява «верховодки».

Ґрунтові води мають слабу агресивність до арматури залізобетонних конструкцій при її періодичному змочуванні і середню агресивність до металевих конструкцій.

Основні елементи проектування

План споруди розроблений відповідно до розташування основних доріг комплексу, а також до паркінгу, що проектується.

Пандус в'їзду на естакаду розташований на прямій, з переходом на кругову криву радіусом 43,16 м. Крива сполучається з прямою ділянкою, подовженою до пандусу з'їзду з естакади в напрямку траси Київ – Харків. За будівлею терміналу влаштована ділянка з'їзду на дорогу 1, розташовану на круговій кривій радіусом 37,89 м. Пандус цього з'їзду розташований на прямій.

Поздовжній профіль розроблений за умови розміщення площадки для висадки та посадки пасажирів в рівні третього поверху будівлі терміналу, а також забезпечення габариту в місцях перетину з дорогою 2, що проектується, та існуючих проїздів до злітного поля.

В'їзд на естакаду розташований на поздовжньому ухилі 35 ‰ до перетину з дорогою 2. Далі естакада має поздовжній ухил 12 ‰ до горизонтальної площадки перед будівлею терміналу. Початок спуску розташований на ухилі 13 ‰.

З'їзд в напрямку траси Київ-Харків має ухил 40 ‰, а до дороги 1 – 35 ‰.

Ухили сполучуються вертикальними кривими радіусами від 800 до 3120 м. План та профіль естакади наведені на кресленні «Загальний вигляд. План, фасад, перерізи» (рис. 1).

Регулярна довжина прогонів споруди призначена у відповідності до кроку колон будівлі терміналу – 28,8 м.

Конструктивно естакада складається з наступних елементів:

- Пандус в'їзду «П I» довжиною 122,95 м.
- Криволінійна ділянка «Д I» за схемою $17,30+3\times 28,80+19,95$ довжиною 123,65 м.
- Прямолінійна ділянка «Д II» за схемою $2\times 19,95+6\times 28,80$ довжиною 212,70 м.
- Ділянка «Д III» – зона висадки та посадки пасажирів за схемою $7\times 28,80$ м довжиною 201,60 м.
- Прямолінійна ділянка «Д IV» за схемою $6\times 28,80$ довжиною 172,80 м.
- Перехідна ділянка «Д IV.1» за схемою $17,30+23,00+23,00$ (загальна довжина 57,60 м) та $17,3+21,595$ (загальна довжина 38,895 м).
- Прямолінійна ділянка «Д V» за схемою $28,80+23,10+19,20+17,30$ довжиною 94,10 м.
- Пандус з'їзду «П II» довжиною 105,95 м.
- Криволінійна ділянка «Д VI» за схемою $2\times 28,80+23,28+18,55$ довжиною 99,43 м.
- Пандус з'їзду «П III» довжиною 110,55 м.

Опори естакади індивідуальної розробки запроектовані з монолітного залізобетону. Форма опор – трапецеїдальна, з розширенням доверху. В поперечному перерізі вони мають прямокутну форму із закругленням зовнішніх кутів. В залежності від регулярної ширини прогонових будов опори можливо умовно поділити на три типи, які відрізняються розмірами ригелів та шириною верхньої частини.

Розміри ригелів визначені в залежності від кількості та розмірів опорних частин під прогонові споруди. Враховуючи, що в основі опор залягають лесоподібні супіски, фундаменти прийняті на буронабивних палях діаметром

1,00 м. Довжина паль призначена за умови обпирання на щільні піски і складає приблизно 8,00...10,00 м.

Ригелі стоянів обпираються безпосередньо на буронабивні палі. Шафова стінка примикає до підпірних стін пандусів. Для забезпечення спряження з насипом влаштовані плити м'якого в'їзду.

Для розміщення опорних частин передбачені монолітні опорні площадки.

Конструкції опор виготовляються з важкого конструкційного бетону класів В30 та В25, армованого робочими стержнями класу А-III і хомутами із сталі А240С.

Загальний вигляд опор та стоянів наведені на відповідних кресленнях ділянок естакади (рис. 2).

Всі прогонові будови естакади – індивідуальної розробки і відрізняються шириною та довжиною.

Розміри прогонових будов визначені відповідно габариту проїзду Г-9, вказаному в технічному завданні. Габарит передбачає розміщення двох смуг руху автотранспортних засобів шириною по 3,75 м, та смуг безпеки по 0,75 м. Перед будівлею терміналу запроектована смуга зупинки транспорту для посадки та висадки пасажирів шириною 3,50 м. В кривих розширення смуги руху прийняте 0,70 м. Тротуар має ширину 1,55 м, він забезпечує розміщення службового проходу шириною 0,75 м, напівжорсткої бар'єрної огорожі, перильної огорожі та опор освітлення. Перед терміналом тротуар має ширину 5,00 м для руху пасажирів.

Таким чином регулярна ширина прогонової будови становить 12,10 м – на прямих ділянках, 13,50 м – на кривих, 18,30 м – перед будівлею терміналу.

Довжина прогонових будов призначена за умови мінімальної кількості деформаційних швів, при забезпеченні максимальних ділянок незмінного поперечного перерізу по всій довжині прогонової будови.

Поперечний ухил проїжджої частини забезпечується за рахунок різної висоти поперечних перерізів прогонових будов.

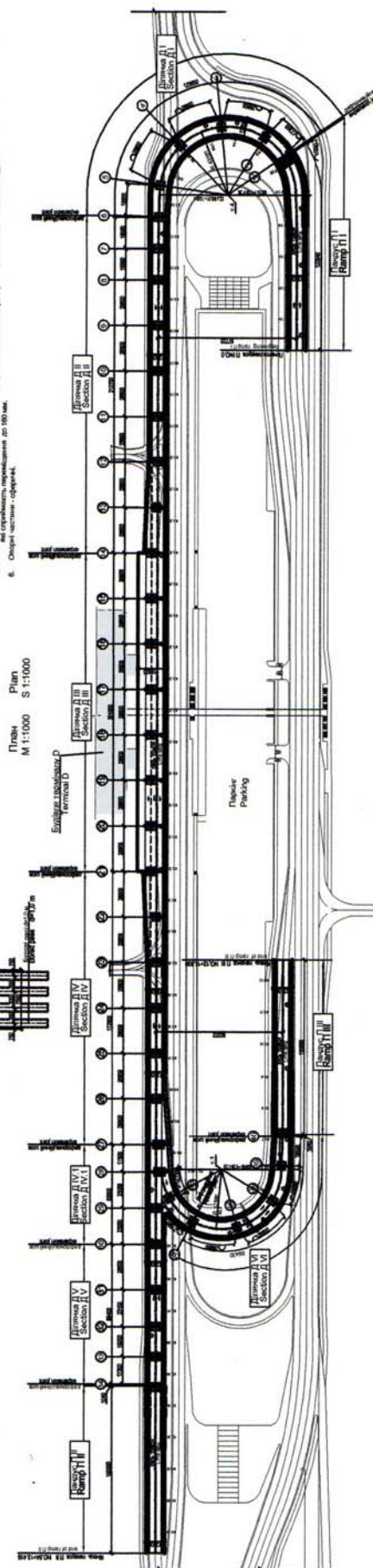
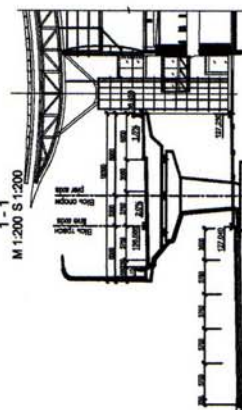
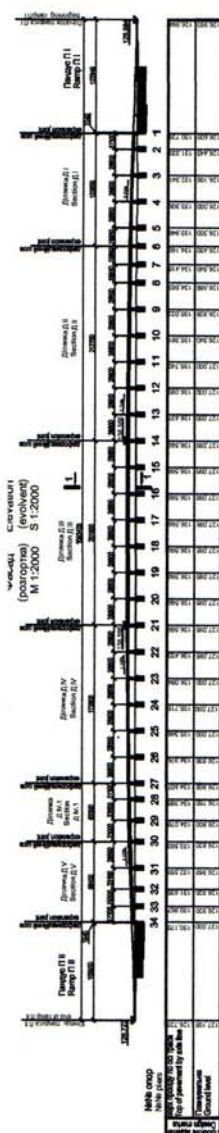
Конструкція прогонової будови із монолітного залізобетону – нерозрізна з каркасним армуванням. В поперечному перерізі має вигляд суцільної плити з консолями. Матеріали – важкий конструкційний бетон класу В40, арматура класу АIII та А240С.

Code	Chemical name	Food chain study	Year
1.1	Phenanthrene isomers	✓	1985
1.2	Fluoranthene	✓	1985
1.3	Fluorene	✓	1985
1.4	Pyrene	✓	1985
1.5	Benzo[a]pyrene	✓	1985
1.6	Benzo[a]fluoranthene	✓	1985
1.7	Benzo[b]fluoranthene	✓	1985
1.8	Benzo[k]fluoranthene	✓	1985
1.9	Benzo[e]pyrene	✓	1985
1.10	Benzo[a]anthracene	✓	1985
1.11	Indeno[1,2,3-cd]pyrene	✓	1985
1.12	1-methylphenanthrene	✓	1985
1.13	2-methylphenanthrene	✓	1985
1.14	3-methylphenanthrene	✓	1985
1.15	4-methylphenanthrene	✓	1985
1.16	5-methylphenanthrene	✓	1985
1.17	6-methylphenanthrene	✓	1985
1.18	7-methylphenanthrene	✓	1985
1.19	8-methylphenanthrene	✓	1985
1.20	9-methylphenanthrene	✓	1985
1.21	10-methylphenanthrene	✓	1985
1.22	11-methylphenanthrene	✓	1985
1.23	12-methylphenanthrene	✓	1985
1.24	13-methylphenanthrene	✓	1985
1.25	14-methylphenanthrene	✓	1985
1.26	15-methylphenanthrene	✓	1985
1.27	16-methylphenanthrene	✓	1985
1.28	17-methylphenanthrene	✓	1985
1.29	18-methylphenanthrene	✓	1985
1.30	19-methylphenanthrene	✓	1985
1.31	20-methylphenanthrene	✓	1985
1.32	21-methylphenanthrene	✓	1985
1.33	22-methylphenanthrene	✓	1985
1.34	23-methylphenanthrene	✓	1985
1.35	24-methylphenanthrene	✓	1985
1.36	25-methylphenanthrene	✓	1985
1.37	26-methylphenanthrene	✓	1985
1.38	27-methylphenanthrene	✓	1985
1.39	28-methylphenanthrene	✓	1985
1.40	29-methylphenanthrene	✓	1985
1.41	30-methylphenanthrene	✓	1985
1.42	31-methylphenanthrene	✓	1985
1.43	32-methylphenanthrene	✓	1985
1.44	33-methylphenanthrene	✓	1985
1.45	34-methylphenanthrene	✓	1985
1.46	35-methylphenanthrene	✓	1985
1.47	36-methylphenanthrene	✓	1985
1.48	37-methylphenanthrene	✓	1985
1.49	38-methylphenanthrene	✓	1985
1.50	39-methylphenanthrene	✓	1985
1.51	40-methylphenanthrene	✓	1985
1.52	41-methylphenanthrene	✓	1985
1.53	42-methylphenanthrene	✓	1985
1.54	43-methylphenanthrene	✓	1985
1.55	44-methylphenanthrene	✓	1985
1.56	45-methylphenanthrene	✓	1985
1.57	46-methylphenanthrene	✓	1985
1.58	47-methylphenanthrene	✓	1985
1.59	48-methylphenanthrene	✓	1985
1.60	49-methylphenanthrene	✓	1985
1.61	50-methylphenanthrene	✓	1985
1.62	51-methylphenanthrene	✓	1985
1.63	52-methylphenanthrene	✓	1985
1.64	53-methylphenanthrene	✓	1985
1.65	54-methylphenanthrene	✓	1985
1.66	55-methylphenanthrene	✓	1985
1.67	56-methylphenanthrene	✓	1985
1.68	57-methylphenanthrene	✓	1985
1.69	58-methylphenanthrene	✓	1985
1.70	59-methylphenanthrene	✓	1985
1.71	60-methylphenanthrene	✓	1985
1.72	61-methylphenanthrene	✓	1985
1.73	62-methylphenanthrene	✓	1985
1.74	63-methylphenanthrene	✓	1985
1.75	64-methylphenanthrene	✓	1985
1.76	65-methylphenanthrene	✓	1985
1.77	66-methylphenanthrene	✓	1985
1.78	67-methylphenanthrene	✓	1985
1.79	68-methylphenanthrene	✓	1985
1.80	69-methylphenanthrene	✓	1985
1.81	70-methylphenanthrene	✓	1985
1.82	71-methylphenanthrene	✓	1985
1.83	72-methylphenanthrene	✓	1985
1.84	73-methylphenanthrene	✓	1985
1.85	74-methylphenanthrene	✓	1985
1.86	75-methylphenanthrene	✓	1985
1.87	76-methylphenanthrene	✓	1985
1.88	77-methylphenanthrene	✓	1985
1.89	78-methylphenanthrene	✓	1985
1.90	79-methylphenanthrene	✓	1985
1.91	80-methylphenanthrene	✓	1985
1.92	81-methylphenanthrene	✓	1985
1.93	82-methylphenanthrene	✓	1985
1.94	83-methylphenanthrene	✓	1985
1.95	84-methylphenanthrene	✓	1985
1.96	85-methylphenanthrene	✓	1985
1.97	86-methylphenanthrene	✓	1985

[illegible]

Notes

- [illegible]



Проїзна частина має односкатний профіль, ліворуч за напрямком руху. Поперечний ухил 2 %. Проїзна частина відокремлена від тротуару бортовим каменем висотою 150 мм.

Гідроізоляція – рулонна, наклеювальна, товщиною 10 мм.

Покриття – двошарове, із асфальтобетонної суміші товщиною 110 мм. Покриття тротуару перед будівлею терміналу – гранітна плитка товщиною 30 мм, покриття службових проходів – поліуретанове, неслизьке, товщиною 3,0 мм. Покриття на пандусах прийняте як на основних дорогах всього комплексу.

Пандуси розташовані на насипах, обмежених підпірними стінами кутикового перерізу, змінної висоти (відповідно до профілю дороги). Підпірні стіни максимальної висоти 4,20 м запроектовані монолітними із залізобетону класу В25, поділені на секції температурно-осадочними швами.

З міркувань уніфікації машин для будівництва естакади підпірні стіни запроектовані на буронабивних палях. Наявність існуючого газопроводу високого тиску біля пандусу «П2» (близько 2,00 м від краю ростверку) значно обмежує застосування забивних паль при виконанні робіт: вібрація під час занурення паль може викликати пошкодження з'єднань газопроводу.

Основою для стінок висотою від 4,20 до 2,00 м прийняті буронабивні палі діаметром 1,00 м, довжиною від 10,00 м, для стінок висотою менше 2,00 м – на природній основі. Лесоподібні супіски в основі насипу та фундаментів підпірних стінок необхідно ущільнити до щільності скелету 1,65 кг/см³.

Насип потрібно вісипати з піщаних дренуючих ґрунтів з кутом внутрішнього тертя не менше 32° (пісок крупний та середньої крупності). Укладати ґрунти необхідно шарово, з ущільненням скелету до 1,65 кг/см³.

Водовідвід організований. Розрахунок кількості зливових вод виконаний згідно норм [2].

Поперечний ухил проїзної частини – 20 %, такий же ухил мають тротуари в бік проїзду. Висота бортового каменя над рівнем проїзної частини 150 мм. За проектом в проїзну частину встановлені дощоприймачі, об'єднані поздовжнім водовідводом. Труби поздовжнього водовідводу передбачено виконати із сірого чавуна, колір якого відповідає відтінку прогонової будови. Вертикальний водовідвід прокладений в спеціальних нішах опор з подальшим підключенням

в злизову каналізацію дорожньої мережі.

В межах пандусів улаштовані дощоприймачі дорожнього типу з підключенням до злизової каналізації площадки.

За підпірними стінами влаштовується поздовжній дренаж.

Опорні частини прогонових будов – сферичного типу. Розміри опорних частин прийняті відповідно до розрахункових навантажень та переміщень.

Деформаційні шви – модульні. При виборі типу шва для кожної прогонової будови враховані можливі поперечні переміщення.

Схема розташування наведена на кресленні «Вузли» (рис. 3).

Бар'єрна огорожа запроектована напівжорсткого типу, з трубчастим елементом підсилення, висотою 1,10 м.

Перильна огорожа – з вертикальним заповненням, висотою 1,1 м. Біля будівлі терміналу огорожа має суцільне заповнення із загартованого скла для захисту людей, які знаходяться в рівні першого поверху від випадкового падіння предметів.

Естакада розташована поблизу будівлі терміналу, де є інтенсивний рух людей. В зв'язку з цим прийняте рішення про доцільність фарбування залізобетонних конструкцій. Кольорове рішення повинне відповідати загальній архітектурній концепції терміналу.

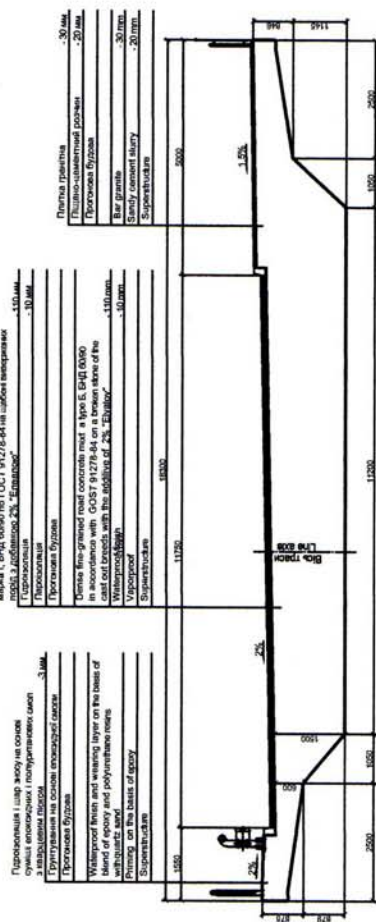
Прогонові будови мають відносно малу будівельну висоту, що візуально робить зовнішній вигляд естакади з фасаду більш легким. Конструкція перил – індивідуальна.

Оцінка впливу на навколишнє середовище та розробка заходів щодо його охорони виконана для всього комплексу і надана в окремому томі проекту будівництва Термінального комплексу «Д».

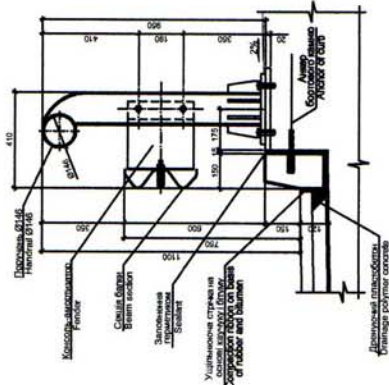
Будівництво естакади може бути здійснене в стислі терміни. Основні конструкції, допоміжні споруди та технологічні процеси не мають негативного впливу на навколишнє середовище та не потребують спеціальних захисних заходів.

Сучасні методи і засоби виробництва робіт, матеріали та встановлення відповідних фільтрів, правильна експлуатація машин, використання тільки справної техніки з відрегульованою паливною апаратурою, що забезпечує найменші викиди шкідливих з'єднань, дотримання технологій дозволяють звести до мінімуму більшість шкідливих факторів.

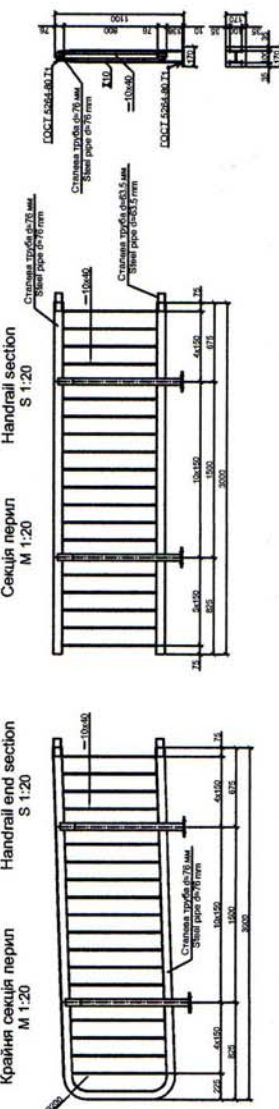
Типові поперечні розрізи суперструктур
М 1:100
S 1:100



Фрагмент бар'єрного огородження
М 1:10
Fragment of protection fence
S 1:10



Секція перил перед терміналом
M 1:20
Handrail section before a terminal
S 1:20



Для безпечної експлуатації та виконання робіт з обслуговування естакади передбачені наступні заходи:

- службові тротуари з обох боків проїжджої частини шириною 0,75 м;
- перильна огорожа висотою 1,10 м з обох боків естакади;
- бар'єрна огорожа проїзної частини з обох боків за виключенням зони посадки та висадки пасажирів навпроти будівлі терміналу;
- освітлення естакади;
- встановлення дорожніх знаків та відповідної розмітки проїзної частини.

При розробці проекту організації будівництва враховані пропозиції Замовника. При визначенні конструкцій враховувалася номенклатура виробів, що виготовляються на Україні.

До складу естакади входять такі елементи:

- естакада, яка складає з себе ділянки (Д-I, Д-II, Д-III, Д-IV, Д-IV.I, Д-V, Д-VI);
- пандуси, які складають з себе ділянки (П-I, П-II, П-III).

Спорудження естакади здійснюється у два етапи:

- I-й етап – споруджуються пандуси на ділянках П-I та П-III;
- II-й етап – споруджуються всі ділянки естакади та пандус на ділянці П-II.

Термін будівництва автомобільної естакади згідно технічного завдання складає 2 роки (2010-2011 рр.) , відповідно до якого складений календарний графік будівництва.

У проекті передбачене максимальне застосування конструкцій індустріального виготовлення. Дорожні та збірні перехідні залізобетонні плити будуть виготовлятися Київським заводом МЗБК і доставлятися на будмайданчик автотранспортом.

Монолітний бетон і цементний розчин будуть поставлятися бетонними заводами міст Борисполя і Києва, доставлятися на будмайданчик автобетонозмішувачами.

Водопостачання майданчика будівництва буде забезпечене від місцевої водогінної мережі. Електропостачання – від існуючих мереж, через трансформаторні підстанції.

Потреба в основних транспортних засобах, машинах і механізмах визначена виходячи з обсягів і видів будівельно-монтажних робіт і наведена у відомості потреби машин і механізмів.

Потреба у будівельних матеріалах, конструкціях та виробів наведена у відомості потреби у будівельних матеріалах, конструкціях та виробів.

До початку будівництва естакади необхідно перевлаштувати або перенести усі комунікації та мережі, що потрапляють у зону виконання робіт.

У підготовчий період включені роботи по влаштуванню розвантажувальних майданчиків, робочих будмайданчиків, встановленню пересувних вагончиків для побутових та складських приміщень.

Для роботи бурових установок та кранів на робочих площадках влаштовується покриття зі збірних залізобетонних дорожніх плит розміром 3,0×2,2×0,18 м на шарі щебеню товщиною 15 см.

До робіт підготовчого періоду включені триангуляційні роботи, закріплення осей, зняття та складування рослинного шару ґрунту.

До початку робіт з буріння свердловин на кожній опорі необхідно зробити ручне шурфування на глибину не менше двох метрів для виявлення підземних комунікацій, в присутності власника комунікацій.

Бурові стовпи на всіх опорах автомобільної естакади споруджуються буровим агрегатом «BG». Установка арматурних каркасів і подача бетону в свердловину провадиться гусеничним краном РДК-250 вантажопідйомністю 25 тонн. Біля кожної опори влаштовується робоча площадка зі збірних залізобетонних плит 3,0×2,5×0,18 м на шарі щебеню товщиною 15 см, для роботи бурової установки та важких кранів.

Розбивання голів бурових стовпів виконується ручним пневмоінструментом. Монолітні залізобетонні ростверки споруджуються у металевій опалубці. Установка опалубки та арматурних каркасів відбувається автомобільним краном КС-4561 вантажопідйомністю 16 тонн. Розробка ґрунту в котловані виконується екскаватором Е-5015А з зворотною лопатою місткістю 0,50 куб.м з навантаженням у автосамоскиди.

Залізобетонні монолітні проміжні опори споруджуються у металевій опалубці, яка встановлюється на риштуваннях з металевих трубчастих елементів. Монтаж риштувань та арматурних каркасів виконується гусеничним краном РДК-500 вантажопідйомністю 50 т.

Укладання бетону в опалубку здійснюється автобетононасосом «ТНТ 125/42R4», доставка бетону з бетонного заводу на будмайданчики здійснюється автобетонозмішувачами.

В холодну пору року, при низьких температурах довколишнього повітря для бетонування тіла опор використовуються теплозберігаючі

покриття, обігрівна опалубка, електропрогрів або інші заходи.

При виконанні будівельних робіт зі спорудження опор з монолітного залізобетону ретельно виконувати вимоги проекту, розробленого «Технічного регламенту» на стадії ПВР, діючих технічних норм і правил [3, 4, 5].

Для улаштування монолітної конструкції прогонової будови, монтуються сталеві риштування, виготовлених з трубчатих конструкцій, на яких монтується опалубка.

Монтаж риштувань та арматурних каркасів виконується гусеничним краном РДК-500 вантажопідйомністю 50 тонн.

Укладання бетону в опалубку здійснюється автобетононасосом «ТНТ 125/42R4», доставка бетону з бетонного заводу на будмайданчики здійснюється автобетонозмішувачами.

Під час низьких температур довколишнього повітря для бетонування тіла опор використовуються теплозберігаючі покриття, обігрівна опалубка, електропрогрів або інші заходи.

Арматурні роботи повинні задовольняти вимогам [6, 7].

Після спорудження прогонових будов влаштовуються тротуари, перильне та бар'єрне огороження, опори освітлення та проїзної частини.

Буронабивні палі стін пандусів споруджуються буровим агрегатом «BG». Розробка котлованів під секції пандусів виконується екскаватором «Борекс 22-01д/т» з ковшем ємністю 0,25 куб. м з навантаженням розробленого ґрунту в автосамоскиди.

Монолітні залізобетонні конструкції підпірних стін пандусів споруджуються у металевій опалубці. Монтаж опалубки та арматурних каркасів виконується автомобільним краном КС4561 вантажопідйомністю 16 тонн.

Укладання бетону в опалубку здійснюється автобетононасосом «ТНТ 125/42R4», доставка бетону з бетонного заводу на будмайданчики здійснюється автобетонозмішувачами. Під час низьких температур довколишнього повітря для бетонування тіла опор використовуються теплозберігаючі покриття, обігрівна опалубка, електропрогрів або інші заходи.

Бетонну суміш, яка втратила на момент укладання в конструкцію задану зручності, подавати в конструкцію, що бетонується,

забороняється. Засипка міжблочного простору виконується бульдозером ДТ-75 з пошаровим ущільненням.

Влаштування проїзної частини виконуються за допомогою асфальтоукладача та іншої дорожньої техніки.

Для забезпечення вищеписаної технології спорудження автомобільної естакади необхідно в проекті провадження робіт розробити креслення складних допоміжних споруджень і пристроїв по нижче наведеному переліку.

Прийняті в проекті рішення виключають шкідливий вплив штучних споруд на навколишнє середовище як у процесі будівництва, так і в процесі їхньої експлуатації.

Висновок

Спорудження естакади надає можливість організувати безперешкодний рух автотранспорту біля будівлі терміналу у двох рівнях. Це забезпечує під'їзд автомобілів на рівень третього поверху терміналу і відповідне розділення потоків пасажирів, які прилітають та відлітають, зручність входу та виходу з будівлі терміналу.

Передбачені проектом технічні рішення надають можливість спорудження естакади в стислі терміни в умовах будівництва термінального комплексу, з врахуванням його черговості, забезпечать надійну і безпечну експлуатацію споруди.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Чинний від 2007-02-01. – К., Мінбуд України, 2006. – 359 с.
2. СНиП 2.04.03-85. Канализация. Наружные сети и сооружения [Текст].
3. СНиП III-4-80* [Текст].
4. СНиП 3.06.04-91. Мосты и трубы [Текст].
5. ДБН А.3.1-5-96. Організація будівельного виробництва [Текст].
6. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции [Текст].
7. ДБН А.3.3-7-96. Виробництво бетонних та залізобетонних виробів [Текст].

Надійшла до редколегії 09.04.2010.

Прийнята до друку 12.04.2010.

РЕКОНСТРУКЦИЯ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ АЛМАЗНОЙ БУРОВОЙ И РЕЗАТЕЛЬНОЙ ТЕХНИКИ

Наведено приклади застосування технології алмазного різання та алмазного буріння під час реконструкції мостових споруд у Росії.

Приведены примеры применения технологии алмазной резки и алмазного бурения при реконструкции мостовых сооружений в России.

The examples of application of the technology of diamond cutting and diamond drilling in reconstruction of bridge structures in Russia are given.

При реконструкции мостовых сооружений на автомобильных дорогах до последнего времени применяют разрушающие методы с использованием взрывчатых веществ, отбойных молотков, гидромолотов.

Буровая алмазная техника в мостостроении России получила широкое применение после 1993 г., когда на строительном российском рынке появилась фирма «Хилти» (Лихтенштейн).

При реконструкции Автозаводского моста в 1993 г. необходимо было установить 96 новых арматурных пучков усиления, для чего требовалось пробурить соосно в верхней и нижней железобетонных плитах коробчатого пролетного строения овалы отверстия диаметром 240 мм, а также образовать в верхней плите ниши (400×400×200 мм) для отливок, в которых происходил отгиб пучков. Эти работы были выполнены ООО «НПП СК МОСТ» с применением самой мощной на то время установки «Хилти» – ДЦМ-2.

Одним из ярких примеров применения алмазного бурения при реконструкции мостовых сооружений являются работы, выполненные на мосту через р. Оку в г. Орле.

Городской мост через судоходную реку Оку в г. Орле, построенный в 1968 г. по схеме 4×32,96 м, вследствие недостаточного габарита проезжей части и ширины тротуаров (Г 6,14+2×0,8 м), перестал отвечать требованиям безопасного движения транспортных средств и пешеходов. В этой связи возник вопрос о его реконструкции.

Согласно проекту предполагалось выполнить обстройку русловых опор, произвести подъемку пролетных строений с переносом опирания их на временные опоры, демонтировать ригели опор, изготовить на существующем

теле опор новые ригели и добавить в каждом пролете по две балки, увеличив их количество с четырех до шести, что позволит иметь габарит Г10+2×1,5 м.

Предприятие «НПП СК МОСТ» предложило изменить технологию уширения ригелей опор: отказаться от обстройки опор, демонтажа ригелей и произвести удлинение ригелей за счет увеличения их консолей до 3,35 м (против 0,75 м) на промежуточных опорах и 2,15 – на устоях (Патент № 2205914).

Для обеспечения надежной связи существующих ригелей с удлиняющими их консолями, а также в связи с отсутствием информации об армировании ригелей было принято решение о применении смешанного армирования консолей. Каждая консоль была заармирована пятью каркасами из арматурной стали диаметром 32 мм класса АIII и двумя двенадцатипрядевыми пучками из семипроволочных прядей диаметром 15 мм, с усилием натяжения пучка 180 тс (рис. 1).

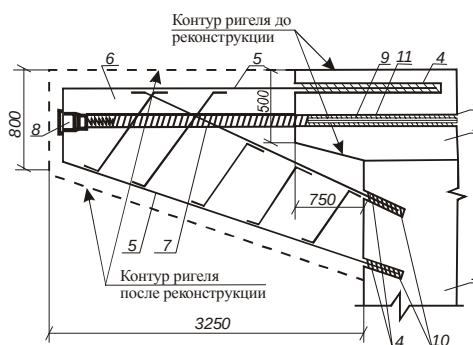


Рис. 1. Схема армирования ригеля промежуточной опоры:

1 – тело опоры; 2 – ригель опоры; 3 – сквозной канал в ригеле; 4 – глухое отверстие в ригеле; 5 – стержни арматурных каркасов; 6 – элемент (консоль) уширения ригеля опоры; 7 – полый каналобразователь; 8 – анкерное устройство высокопрочной арматуры; 9 – арматурный пучок; 10 – эпоксидный компаунд; 11 – инъекционный раствор

Для анкеровки ненапрягаемой арматуры в ригеле и теле опор были пробурены отверстия необходимой длины, анкеровка стержней выполнена с использованием клеевых компаундов на основе эпоксидной смолы. Для установки ненапрягаемой арматуры были пробурены сквозные отверстия в ригелях длиной 7...8 м.

Для выполнения работ по удлинению ригелей вокруг них были устроены подвесные подмости с настилом. Бурение глухих и сквозных отверстий в бетоне выполнено с помощью установки алмазного бурения фирмы «Хилти» ДД-400 с использованием колнковых алмазных буров диаметром 52 и 122 мм (рис. 2).

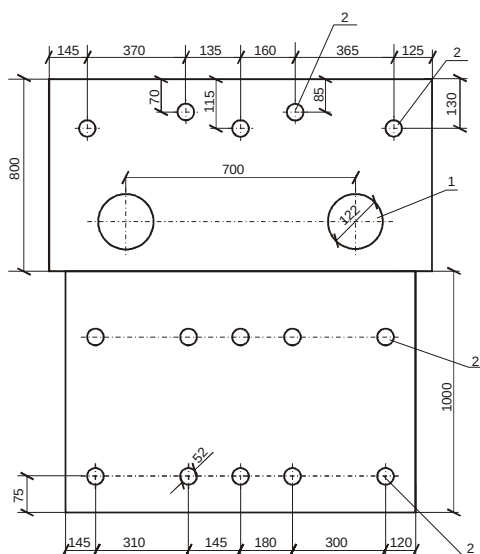


Рис. 2. Схема расположения отверстий для арматуры удлинения ригеля:
1 – сквозные каналы; 2 – глухие отверстия

На мосту было пробурено десять сквозных отверстий общей длиной порядка 75 м. Точность бурения достигала 0,5...1,0 мм отклонения отверстия в плане или профиле на выходе. Скорость проходки достигала 7...8 м в смену.

Для анкеровки стержневой арматуры бурили глухие отверстия диаметром 52 мм максимальной длиной 1,75 м. Суммарная длина проходки глухих отверстий составила порядка 150 м.

Формирование пучков из канатов К7 осуществляли непосредственно в канале, образованном пробуренным отверстием в существующей части ригеля, и каналообразователем в наращиваемой части. Натяжение пучков производили после бетонирования консолей ригелей с помощью гидродомкратов ДТ 2600 (рис. 3).

В завершающей стадии армирования напрягаемой арматурой производили инъектирование каналов инъекционным раствором.



Рис. 3. Натяжение арматурных пучков

После удлинения ригелей опор на них были установлены дополнительные балки пролетного строения, которые были включены в совместную работу с существующей частью пролетного строения путем бетонирования плиты проезжей части.

В результате выполненных работ полная ширина пролетного строения была увеличена почти в два раза с 7,7 м до 14,2 м (рис. 4). Стоимость работ за счет применения данной технологии была снижена в 4,5 раза.

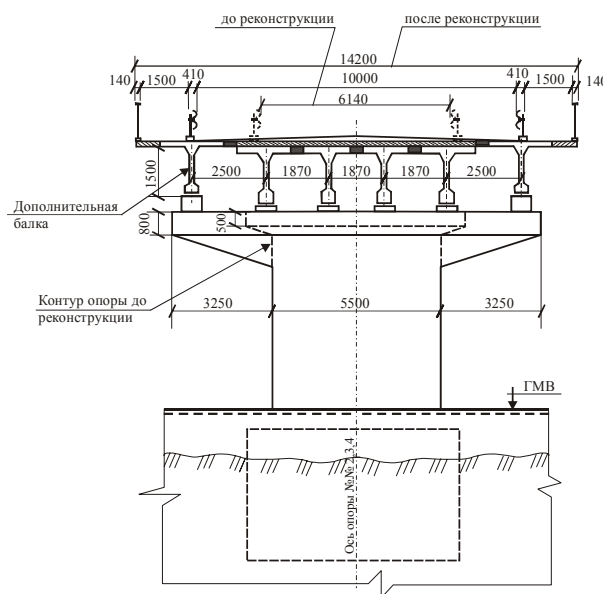


Рис. 4. Поперечное сечение моста после реконструкции

В 1994 г. впервые в России при реконструкции мостовых сооружений через Волоколамское шоссе и железную дорогу Рижского направления в г. Москве предприятием «НПП СК МОСТ» была выполнена их разборка с использованием технологии алмазного резания гидравлическими установками, режущими органами которых являются стальные диски с алмазными гранями (рис. 5). Технология алмазного резания получила широкое применение при реконструкции мостовых сооружений в России.



Рис. 5. Первое применение в России алмазной резки на путепроводе через Волоколамское шоссе в г. Москве

Кроме резки железобетонных конструкций дисковыми пилами, получила применение технология резания с использованием каната с алмазными сегментами цилиндрической формы. Бесконечный, замкнутый в кольцо канат, закрепляемый на направляющих роликах, приводится в действие гидравлической установкой и производит резание конструкции, постепенно углубляя плоскость разрезания (рис. 6).



Рис. 6. Разрезание балки алмазным канатом

«НПП СК МОСТ» для разборки пролетного строения путепровода из плитных элементов также впервые в стране предложило технологию расчленения конструкции с использованием малогабаритных мощных клиновых домкратов фирмы «Гидростресс» (батарея из четырех домкратов развивает усилие 1000 тс).

Сущность метода состоит в том, что по линии расчленения с помощью буровых установок бурят отверстия диаметром, соответствующим диаметру клинового домкрата. В отверстия устанавливают домкраты, с помощью которых производят разрыв конструкции (рис. 7).

а)



б)

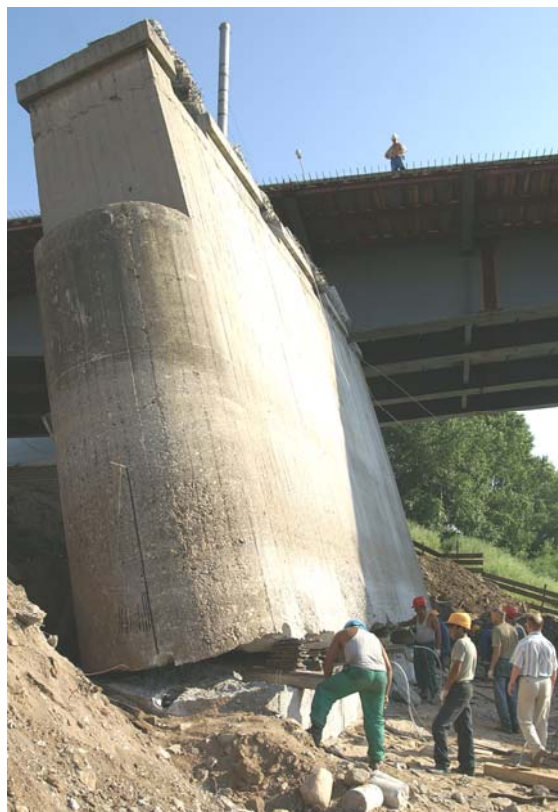


Рис. 7. Разрушение опор клиновыми домкратами: а) – бурение отверстий в теле опор для установки клиновых домкратов; б) – опрокидывание опоры

Этот метод, примененный на трехпролетном путепроводе на 18 км МКАД, позволил без остановки движения под путепроводом произвести его разборку за шесть суток. Данный метод применен на целом ряде сооружений МКАД и в других регионах страны.

С применением клиновых домкратов «НПП СК МОСТ» выполнило разборку опор ряда мостов, в Лефортовском тоннеле произведена разборка технологического стола, на котором выполнялась сборка проходческого щита, разобраны перемычки между стенами из буросекующих свай в котловане части тоннеля, сооружаемого открытым способом, а также основа-

ние подпорной стены набережной реки Яузы и др. Метод отличается простотой и дешевизной в исполнении.

К настоящему времени ООО «НПП СК МОСТ» выполнило разборку с применением упомянутых выше методов расчленения конструкций более 60 мостовых сооружений, в т.ч. арочного моста через р. Волгу длиной более 1 км (рис. 8), более 10 путепроводов через железную дорогу (рис. 9), сочетая алмазную резку дисковыми и канатными пилами с расчленением конструкций клиновыми домкратами, что позволяет производить работы без перерыва движения по части сооружения и под ним и выполнять работы в оптимальные сроки.



Рис. 8. Разборка надарочного пролетного строения на мосту через р. Волгу



Рис. 9. Разборка путепровода через железнодорожные пути на 167 км автомобильной дороги М-3 «Украина»

Применение указанных методов позволяет не только производить полную разборку сооружения, но и удалять отдельные, пришедшие в негодность части сооружения, чтобы заменить их новыми.

При разработке проектов разборки, реконструкции сооружений приходится решать задачи, связанные с обеспечением безопасности работ, сохранении устойчивости сооружения, сохранением его статической схемы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Технологии алмазной резки «НПП СК МОСТ» [Текст] // Транспортное строительство. – 2007. – № 1. – С.79.
2. Сахарова, И. Д. Технологии реконструкции мостовых сооружений с применением буровой и резательной техники [Текст] / И. Д. Сахарова, В. Ю. Казарян // Сб. ст. и тез., посвящ. 80-летию ин-та «СоюздорНИИ» и 15-летию ООО «НПП СК МОСТ». – 2006. – С. 1-6.
3. Сахарова, И. Д. Технологии реконструкции мостовых сооружений с применением алмазной техники [Текст] / И. Д. Сахарова // Красная линия. – 2009. – № 39 (8). – С. 24-25.
4. Пат. 2205914. Способ уширения мостового сооружения [Текст].

Поступила в редколлегию 25.03.2010.

Принята к печати 02.04.2010.

СТРОИТЕЛЬСТВО МОСТОВ ПО ТЕХНОЛОГИИ ЦИКЛИЧНОЙ ПРОДОЛЬНОЙ НАДВИЖКИ (ЦПН). ОПЫТ ГЕРМАНИИ

В статті викладено основні положення технології циклічного поздовжнього насуву мостів. Наведено історичний огляд та приклади ефективного використання технології для будівництва сучасних транспортних споруд складної конфігурації в стиснених умовах виробництва робіт.

В статье изложены основные положения технологии циклической продольной надвигки мостов. Приведены исторический обзор и примеры эффективного применения технологии для строительства современных транспортных сооружений сложной конфигурации в стесненных условиях производства работ.

The basic provisions of technology of the cyclic longitudinal pulling down of bridges are presented in the article. The historical review and examples of effective application of technology for building of modern transport structures of complicated configuration in the straitened conditions of performing the work are given.

В строительстве мостов с середины 1950-х гг. широко применяется предварительное напряжение железобетонных конструкций. Возможность создания предварительного напряжения непосредственно на строительной площадке позволила разнообразить конструкции пролётных строений мостов и послужила основой развития новых строительных технологий. В Германии и других странах Европы широко применяется технология циклической продольной надвигки (ЦПН), которая позволяет возводить высококачественные мостовые сооружения над автомобильными магистралями или железнодорожными путями без перерывов в движении транспорта, в сложной пересечённой местности. Технология ЦПН обеспечивает высокую экономическую эффективность при сооружении неразрезных пролётных строений большой протяжённости.

Технология продольной надвигки заимствована из опыта строительства стальных мостов. Впервые при строительстве железобетонных преднапряжённых пролётных строений этот способ был опробован в Венесуэле в 1962 году, когда мост через р. Рио-Карони был надвинут с помощью скользящих частей и аванбека.

В дальнейшем эта технология была усовершенствована немецкими инженерами Фрицем Леонхардом и Вилли Брауном. Они разработали основные принципы и техническую оснастку для строительства пролётных строений в недельном цикле с продольной надвигкой, которые с успехом применяются и в настоящее время. Суть метода состоит в следующем. В ходе строительства осуществляется сооружение частей взаимосвязанных пролётных строений

(многопролётной неразрезной конструкции) за устоем или береговой опорой на стационарном стапеле. Отдельно бетонируемые секции присоединяют к ранее изготовленным в недельном цикле, после набора прочности бетона и предварительного напряжения, необходимого для «строительного состояния», их надвигают посредством специальной гидравлической установки в продольном направлении через промежуточные опоры, освобождая стапель для сооружения следующей секции (рис. 1).

Важным преимуществом этой технологии являются концентрация всего процесса изготовления пролётного строения на берегу, сопоставимая с заводскими условиями, а также возможность применения тепляка позволяет проводить работы круглый год.

Классическая схема цикла сооружения пролётного строения представлена на примере блоков коробчатого сечения – как наиболее целесообразных для метода ЦПН:

День первый: 5.00-7.30 – напряжение пучков предварительного напряжения; 7.30-8.00 – опускание наружной опалубки; 8.00-12.30 – надвигка готовой секции моста. Длина секции, как правило, соответствует половине расстояния между опорами, что составляет 20...25 м; 12.30-14.30 – подготовка, обработка смазкой и одновременный подъём опалубки; 15.00-16.00 – затягивание предварительно изготовленного арматурного каркаса; 16.00-19.00 – доработка, подготовка и рихтовка каркаса в опалубке на стапеле, стыковка предварительно напрягаемых пучков.

День второй: монтаж опалубки стен коробки и арматурного каркаса на подготовительном шаблонном стапеле.

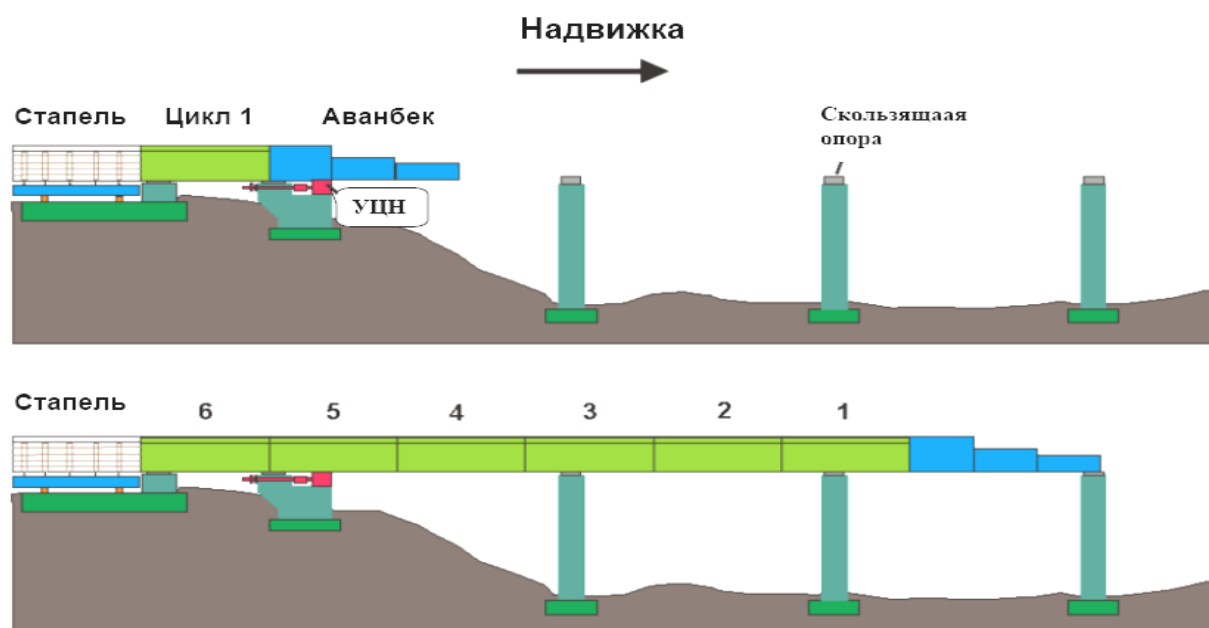


Рис. 1. Принципиальная схема ЦПН (УЦН – установка циклической надвижки)

День третий: завершение опалубочных работ, бетонирование стен и пола коробки пролётного строения.

День четвертый: демонтаж внутренней опалубки стен, выкатывание опалубки плиты проезжей части из уже готового отрезка, ее установка и выверка, укладка пучков преднапрягаемой арматуры, укладка верхних арматурных стержней.

День пятый: завершение арматурных работ и бетонирование плиты проезжей части.

День шестой и седьмой: твердение бетона.

Данная схема не является строго обязательной. Выбор схемы цикла зависит от конструкций пролётного строения, опыта работающих людей, сложности каждой секции и от погодных условий, влияющих на время твердения бетона. При введении дополнительной рабочей смены бетонирование коробки возможно уже во второй день, а плиты – в четвертый.

Применение этого метода возможно и для бетонирования пролетных строений «полного сечения» – двухребристых балок или плит, а также в случае необходимости преодоления каких-либо препятствий между опорами.

Основными параметрами выбора технологии строительства являются экономическая целесообразность и (или) техническая необходимость.

Как показывает практика, использование технологии ЦПН наиболее экономически эффективно при сооружении пролётных строений длиной 200...600 м. Это обусловлено сопоставимостью стоимости оснастки и вспомогательных конструкций для ЦПН (включая их монтаж

и обслуживание), с затратами на сооружение подмостей и опалубки для традиционного монтажа пролётного строения длиной до 200...230 м. С увеличением длины пролётного строения расходы на сооружение подмостей возрастают пропорционально длине, особенно интенсивно на высоких мостах, а при ЦПН основные стоимостные показатели остаются практически неизменными. Ещё одним важным фактором, влияющим на стоимость сооружения пролётных строений на подмостях, является несущая способность грунтов. От этого зависит тип фундаментов для промежуточных опор подмостей (мелкого или глубокого заложения). Изложенные факты и сопоставление стоимостей вспомогательных устройств позволяет сделать вывод о экономической целесообразности сооружения неразрезных пролётных строений большой длины по методу ЦПН, по следующим причинам:

- отсутствуют временные фундаменты для промежуточных временных опор для подмостей;
- весь цикл производства сосредоточен на «полевого» заводе, а не растянут вдоль всего моста, благодаря чему минимизировано количество строительных кранов, крановых площадок и подъездных путей, что позволяет снизить расходы на монтаж и содержание подъемной техники;
- возможно производство работ в зимний период, с сооружением тепляка на длине одной секции (до 30...40 м).

Сооружение пролётных строений свыше 600 м по методу ЦПН также возможно, но с применением дополнительной установки.

Самый длинный мост, сооружённый по технологии ЦПН - железнодорожный мост через реку Майн, с пролётным строением неразрезной конструкции длиной 1280 м.

Говоря об экономических преимуществах технологии ЦПН необходимо упомянуть и о некоторых стоимостных факторах удорожания. К увеличению затрат приводит необходимость дополнительного армирования и пучков натяжения, необходимых для восприятия монтажных нагрузок в процессе продвижки. Расход пучков натяжения и арматурной стали возрастает примерно на 10 % по сравнению с сооружением монолитных предварительно напряжённых пролётных строений на подмостях.

При строительстве мостов в горных условиях с высокими промежуточными опорами, технология ЦПН является намного экономичней и с точки зрения охраны труда значительно безопасней.

Технические сложности применения ЦПН для пролётных строений с изменяющимся радиусом в плане или поперечном сечении, как показывает опыт, также решаемы.

Так, при строительстве моста «Judental» в южной Тюрингии было найдено интересное решение.

Мост представлял собой конструкцию длиной 454 м с изменяющимися в противоположные стороны радиусами в плане, имел так называемую S-форму, с прямым отрезком длиной около 130 м, и изменяющимся поперечным уклоном от $i = 3,0 \%$ до $i = -2,5 \%$. Высота сооружения, превышающая 40 м, делала бы применение подмостей на всей длине моста экономически менее эффективным, чем в случае ЦПН. Изменяющаяся в плане геометрия пролётного строения, осложняющая применение ЦПН на всей длине и сравнительно небольшая высота на прямом участке моста, способствовали решению использовать смешанную технологию.

Со стороны оси «10» сооружение пролётного строения производилось по технологии ЦПН с продольным уклоном $i = 4,263 \%$ вниз (с горки) и постоянным радиусом $R = 2000$ м.

С другой стороны, на прямом участке между осями «80» и «110», строительство пролётного строения осуществлялось на подмостях, возведённых с полным монтажом опалубки (рис. 2).

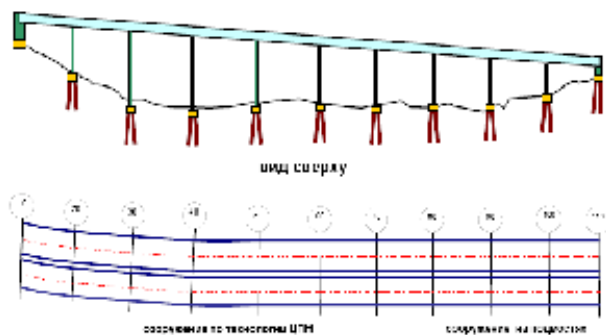


Рис. 2. Смешанная технология сооружения моста

В процессе конечной продвижки пролётного строения со стороны оси «10» аванбек был заведён в опалубку на подмостях, демонтирован, после чего был омоноличен соединительный участок (рис. 3, а и 3, б).



Рис. 3, а. Конструкция опалубки на подмостях



Рис. 3, б. Завод аванбека на опалубку

В другом случае, при строительстве моста «Schnaittach» длиной 1284 м на автобане А9 в Германии, была впервые применена технология ЦПН – «Match – Cast», принципиальная схема которой представлена на рис. 4.

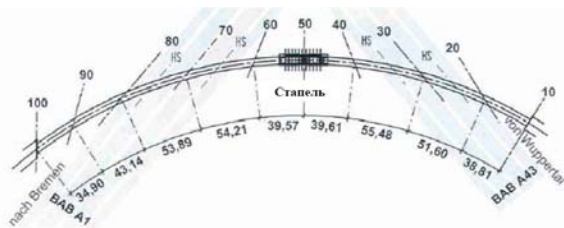


Рис. 4. Схема технологии «Match – Cast»

Эта технология позволяет сооружать пролётное строение моста как с постоянным радиусом, так и с изменяющимся. При этом стапель является подвижным, что позволяет сооружать отдельные участки с преломляющимся друг к другу углом, напоминающими «изогнутую цепь» и надвигать их циклами по так называемой приближённой продольной оси (рис. 5).

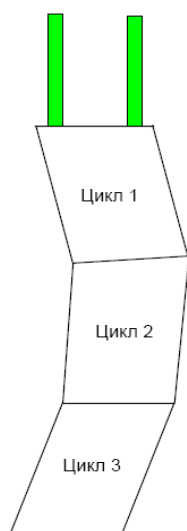


Рис.5. Размещение «циклов» надвигки вдоль ломаной оси пролетного строения

При производстве каждого нового отрезка стапель должен быть выставлен с углом преломления, определенном как приближающая продольная ось. Образующиеся при этом отклонения положения бетонной конструкции пролётного строения от основной оси моста (в конечном положении) в процессе надвигки воспринимаются поперечно перемещающимися подвижными скользящими опорными частями.

Для упрощения технической реализации проекта, позволяющего снизить его стоимость, надвигка производилась с двух сторон.

Во многих случаях выбор метода ЦПН продиктован технической необходимостью или практической невозможностью использования других способов строительства из-за проблем, связанных с частичной или полной остановкой движения на участках с высокой интенсивностью движения.

Рассмотрим несколько примеров сооружений, строительство которых осуществлялось методом ЦПН именно по этой причине.

- **Строительство автобан-моста Rastweg во Франкфурте-на-Майне** через транспортную развязку, остановка движения на которой, или даже его частичное ограничение было бы очень дорогостоящим и почти нереализуемым. В этом случае строительство велось с двух сторон и оба пролётных строения надвигались во встречном направлении (рис. 6).



Рис. 6. Встречная надвигка пролетного строения

Применение технологии ЦПН позволило вести строительство моста без остановки движения на столь напряжённой транспортной развязке.

- **Строительство моста на транспортной развязке Münster-Süd, пересекающего сразу два автобана – A1 и A43.**

Перед инженерами были поставлены два важных условия:

- ограниченная строительная площадка;
- невозможность остановки движения на существующей развязке, только его частичное ограничение.

Строительная площадка была организована в одном из «лепестков клеверного листа» (рис. 7).

Надвигка пролётного строения производилась со стапеля от середины в оба направления. Сначала было сооружено пролётное строение и соответственно надвинуто от оси «50» к оси «100», затем аванбек был демонтирован и снова сооружён на стапеле, но уже для надвигки в противоположную сторону. Так была выполнена вторая очередь пролётного сооружения методом ЦПН, а затем осуществлялось соединение.



Рис. 7. Размещение строительной площадки

Оптимальным можно считать применение метода ЦПН при сооружении мостов с пролётами от 40 до 50...55 м.

Это связано с тем, что конструктивная высота коробки определяется из расчёта на максимальную нагрузку и с увеличением длины пролёта увеличивается высота, что является недостатком в техническом, экономическом и архитектурном планах. Стоимость конструкции возрастает, в то время как её большая часть используется не в полной мере.

Однако строительство мостов по технологии ЦПН с большими пролётами порядка 80...90 м и оптимальной конструктивной высотой коробки всё-таки возможно.

Для этого применяются промежуточные временные опоры, а также переменная высота поперечного сечения пролётного строения. В случае с переменным поперечным сечением с увеличением строительной высоты в середине пролёта опорные части скольжения оснащают гидравлическими домкратами с электронным управлением, что позволяет регулировать давление во время надвигки. Возможен также вариант с большей высотой поперечного сечения над опорами и уменьшением его к середине пролёта - арочной формы, в этом случае необходимы вспомогательные конструкции под бетонной частью образующие прямую линию понизу (рис. 8).

Рассмотренные примеры сооружений являются практическим подтверждением широких возможностей применения технологии ЦПН для строительства мостов с преднапряжёнными монолитными пролётными строениями. При выборе системы и отдельных конструкций моста, и соответствующей технологии строительства необходимо учитывать технические и экономические составляющие как на период строительства, так и на период эксплуатации.



Рис.8. Надвигка пролётного строения длиной 80 м

Для больших пролётов наилучшими являются металлические конструкции, которые значительно легче бетонных, но в то же время их содержание и обслуживание требует немалых затрат. Эксплуатационные затраты мостов с железобетонными конструкциями гораздо меньше. Именно по этой причине получили такое широкое развитие преднапряжённые железобетонные конструкции в мостостроении в Европе.

Вывод

Сегодня на дорогах восточной Европы и постсоветского пространства наблюдается значительный рост интенсивности движения транспорта, что диктует необходимость строительства транспортных развязок. Применяя передовые технологии, такие как ЦПН, передвижные подмости с перемещением поверху или понизу и другие, можно решать такие задачи, занимая минимальные площади под строительство и обеспечивая при этом бесперебойное движение транспорта, что особенно актуально в условиях плотной городской застройки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бернхард, Г. Мостостроение по технологии циклической надвигки [Текст] / Г. Бернхард. – Берлин: Эрнст, 1999.
2. Косза, П. Необычный мост по технологии надвигки. Мост через автобан Мюнстер-Зюд [Текст] / П. Косза, В. Краутцалд, Х. Шмитц // Бетон и железобетон. – № 11/04. – Берлин: Эрнст. 2004.
3. Вебер, Ё. Строительство моста Шнайттаха с помощью «Матч-каст-технологии» [Текст] / Ё. Вебер, Е. Счешиор, Е. Риедemann // Инженер-строитель. – № 1. – Дюссельдорф: Шпрингер, 1998.

Поступила в редколлегию 06.04.2010.
Принята к печати 12.04.2010.

ЭПОХА НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ НА СЛУЖБЕ У МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

У даній роботі наводяться можливості захисту мостових конструкцій від корозійних явищ за допомогою термічного напылу алюмінію чи цинку, який забезпечує довгостроковий захист (біля 50 років).

В данной работе приводятся возможности защиты мостовых конструкций от коррозии с помощью термического напыления алюминия или цинка, которое обеспечивает длительную защиту (около 50 лет).

In this paper the possibilities of protection of bridge structures from corrosion by thermal spraying of aluminum or zinc, which provides the long-term protection (approximately 50 years), are presented.

Широко известная Национальная Ассоциация Специалистов по Коррозии в США (NACE) сообщила, что ежегодно из-за коррозии западноевропейские страны теряют около 4 % ВВП. Для такой небольшой страны как, например, Великобритания это составляет около 49 млн евро [1]. По данным (1997 г.) Центрального НИИ конструкционных материалов (ЦНИИ КМ) России «Прометей» (Санкт-Петербург) в США эти потери превышают 100 млрд долл. в год. По оценкам специалистов различных стран, потери металла, включающие массу вышедших из строя металлических конструкций, изделий, оборудования, составляют от 10 до 20 % годового производства стали.

Сначала, для защиты металла мостовых конструкций от коррозии применяли краску, и надо сказать, красят до сих пор. Постепенно краски становились всё совершеннее. Например, есть краски, наносимые на ржавчину и содержащие сразу три компонента – преобразователь ржавчины, грунтовку и прочный декоративный слой. Изобретены даже полиуретановые и эпоксидные краски – последнее достижение учёных в борьбе с коррозией. Наиболее полным документом, охватывающим защиту стальных конструкций от коррозии методом окрашивания, является международный стандарт ISO 12944 [4].

Термическое напыление металлических покрытий – это процесс нанесения расплавленного металла на основу. Как применяемые методы нанесения, так и сами металлы могут быть разными, главное, чтобы в результате на поверхности оставалось тонкое, устойчивое к коррозии и абразивному действию покрытие, которое улучшает свойства поверхности. Метод напыления металлических покрытий используется уже в течение многих лет. Полученный в результате многолетний опыт и тестиро-

вание с применением внешнего воздействия на поверхность доказали, что данный метод является более эффективным в длительной антикоррозионной защите стали, чем обычное покрытие поверхности краской.

Тонкослойные покрытия поверхности металла могут применяться для наиболее суровых эксплуатационных условий и могут служить от 15 до 50 лет.

Для защиты железа и стали от атмосферных воздействий, а также для защиты поверхности при погружении в солёную и пресную воду, рекомендуется использовать 2 металла, такие как алюминий и цинк. Применяемый для напыления цинк является чистым веществом на 99,9 % и не вызывает загрязнения в процессе напыления. Следовательно, термически напыляемые цинковые покрытия более чистые, чем те, которые используются в процессе горячей гальванизации, например никель, который содержит большое количество примесей железа. Алюминий обычно чистый на 99 % и часто используется в процессе антикоррозионной защиты.

Для защиты изделий с помощью таких методов, как покраска или нанесение электролитического покрытия, используется напыление тонкого цинкового покрытия. Тонкий слой цинка, толщиной 25 микрон, обеспечивает прекрасную защиту небольших металлических частей, таких как гайки и болты, которые изготовляют и покрывают металлическим покрытием в очистном барабане (для отливок). Алюминиевое покрытие дешевле, чем цинковое или другое, имеющее такую же толщину, но перед его напылением необходима более тщательная подготовка поверхности. Алюминий не рекомендуется для использования в покрытиях толщиной менее 75 микрон. Следовательно, цинк рекомендуют использовать в том случае,

если необходимо уменьшить стоимость дробеструйной очистки до минимума или если необходимо очень тонкое покрытие.

Цинк имеет более высокий электролитический потенциал, чем алюминий и обеспечивает лучшую защиту, но может наноситься не на все участки поверхности. Небольшие непокрытые участки, такие как царапины и пустоты на обратной стороне заклёпок лучше защищать методом гальванизации с использованием цинка, а не алюминия.

Процесс термического напыления сравнительно прост и состоит из следующих этапов: расплавление металла в пистолете и напыление расплавленного металла на предварительно подготовленную поверхность с помощью сжатого воздуха.

На сегодняшний день существует два основных вида напыления проволоки: электродуговое и газопламенное напыление.

В процессе электродугового напыления к паре проводов подаётся электрический ток и таким образом, когда края проволоки соединяются, проходя через пистолет, образуется дуговой разряд. Сжатый воздух дует поверх электродугового разряда, частички автоматически подающейся металлической проволоки измельчаются, продвигаются вперёд и напыляются на подготовленное изделие.

В процессе газопламенного напыления, постоянно двигающаяся проволока проходит через пистолет и расплавляется конусообразной струёй горючего газа (пропана или содержащего ацетилен топлива смешанного с кислородом). Концы расплавленной проволоки попадают под конусообразную струю, измельчаются и напыляются на поверхность.

Во всех случаях напылённый алюминий возможно оставлять незащищённым, без применения пропиток.

Способ напыления металлов используется уже более 50 лет для напыления мостов, дымовых труб и деталей, более 20 лет для напыления прибрежных конструкций. И хотя изначально напыление конструкций обходится дороже, чем окраска, но во времени выходит хорошая экономия средств. В Северном море первым сооружением, которое было покрыто напылением, стало специализированное оборудование морских платформ, такое как балки сигнального факела, мостиковые перекрытия между платформами и вспомогательные ступеньки, которое невозможно было безопасно заменять (напыление можно проводить непосредственно на объекте).

В 1974 г. Американское Сварочное общество завершило 19-летнее изучение антикорро-

зийной защиты, напыляя цинковые и алюминиевые покрытия на сталь с невысоким содержанием углерода. Эффекты данного исследования следующие:

– алюминиевое покрытие толщиной 0,08...0,15 мм обеспечивает полную антикоррозийную защиту металла-основы на протяжении 19 лет в жёсткой морской воде и промышленной атмосфере;

– цинковое покрытие без применения пропитки должно быть толщиной 0,30 мм, чтобы обеспечить полную защиту плоскости в морской воде на протяжении 19 лет. В жёсткой морской воде и промышленной атмосфере покрытие цинка толщиной 0,23 мм без применения пропитки и 0,08...0,15 мм с использованием пропитки гарантируют антикоррозийную защиту на протяжении 19 лет;

– применение пропиток с алюминием улучшает наружный вид, так как при этом на металле-основе не появляется ржавчина на протяжении 19 лет [2].

Виды покрытий, перечисленных в табл. 1, обеспечивают полную защиту стальных панелей.

Таблица 1

Рабочая среда	Вид покрытия	Минимальная толщина, мкм, при сроке защиты, лет		
		10 лет	30 лет	50 лет
Пресная мягкая вода	Алюминий	80	120	160
	Цинк	80	120	160
Пресная жесткая вода	Алюминий	120	160	200
	Цинк	120	160	200
Морская вода	Алюминий	120	160	200
	Сплав цинк-алюминий 15%	120	160	200
Горячая вода до 100 °С	Алюминий (без герметика)	250	300	-
	Алюминий	200	250	-
Минеральные масла	Алюминий	80	120	160
	Цинк	120	160	200
Нефтепродукты, содержащие серу	Алюминий	120	160	200
	Цинк	120 мкм (не более 5 лет)		
Светлые нефтепродукты	Алюминий	-	-	-
	Цинк	80	-	-

Тончайший слой газотермически напылённого алюминия считается более эффективным, т.к. имеет меньшую склонность к образованию вздутий, и, следовательно, имеет более длительный срок службы.

В тех случаях, когда после применения алюминиевого покрытия образуются физические повреждения, например царапины, ржавчина не прогрессирует, это означает, что поддерживается протекторная защита.

В Украине и странах СНГ эти покрытия не получили широкого масштабного применения, в настоящее время они пробивают себе дорогу на рынке, имеются лишь отдельные примеры практического их использования (напыление днищ корабля, резервуары нефтехранилищ).

Массовое применение протекторных покрытий началось в США, Европе и Японии в середине 30-х годов прошлого столетия с защиты от коррозии мостов. Применяемые в те годы технологии и оборудование не позволяли получать беспористые покрытия. Для заполнения пор по верху покрытий производилась пропитка и покраска специальными декоративными красками.

Несмотря на более высокие первоначальные затраты (оцениваются в 13...15 % от стоимости металлоконструкций), долговременная надежная защита мостов от коррозии обеспечивает прекрасную экономию в будущем благодаря отсутствию необходимости ремонтов.

Так, например, 95 лет тому назад в Англии распыленным цинком покрыли мост Menai Straits Bridge. Перед войной его не успели перекрасить, в 1952 году инспектирующая комиссия, найдя его в превосходном состоянии, рекомендовала лишь декоративную окраску без каких-либо ремонтов. И таких примеров предостаточно:

- ж/д мост в Канзас Сити (США);
- ж/д мост в Белостоке (Польша);
- трамвайный мост через Эльбу г. Дрезден (Германия);
- ворота шлюзов на Панамском канале;
- напорные трубопроводы электростанций г. Манчестер (Великобритания);
- Канада 11 мостов на автостраде Квебек транс Канада.

В 1937 г. мост Ридж Авеню в Филадельфии подвергнут термическому покрытию толщиной 250 микрон из чистого цинка. После очистки грязи, цинковое покрытие до сих пор сохранилось в хорошем состоянии.

За рубежом металлические протекторные покрытия на основе алюминия и цинка стали активно внедряться в различных областях промышленности в 80...90-х годах прошлого сто-

летия в рамках стандартов ISO 2064 «Metallic and other non-organic coatings. Definitions and conventions», ISO 2178 «Non-magnetic coatings on magnetic substrates», в основном использовались для защиты мостов, различных стальных конструкций, дымоходов и других изделий.

Федеральная дорожная административная комиссия США рекомендовала использование металлизационных протекторных покрытий для многолетней защиты от коррозии (свыше 30 лет без ремонтов) различных стальных конструкций для строительства мостов.

На основании проведенных испытаний протекторных покрытий департамент транспорта штата Иллинойс совместно с Федеральной дорожной администрацией в 1997 году завершил первый проект по газотермическому напылению, в котором покрытие было нанесено на сборные стальные фермы моста I 80 над автострадой US 30. Мост состоит из 1015 элементов, включая 9 пролетов, содержит балки W33 и панели W16 с полной площадью примерно 57000 кв. футов, плюс опорные части моста. Металлоконструкции были изготовлены компанией Industrial Steel Construction (ISC) на заводе American Bridge в городе Гери (Gary), штат Индиана. Нанесение покрытия для этого проекта выполняла компания Metalweld/U.S. Corrosion Engineers of Joliet, штат Иллинойс (старейшая компания газотермического напыления США), работы по газотермическому напылению были выполнены на фабрике компании ISC.

В Украине появились предприятия, способные выполнять работы по напылению алюминия и цинка как в заводских условиях, так и в полевых условиях и остаётся надеяться, что наши мосты тоже смогут получить надёжную защиту от коррозии.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Vukasovich, M. S. Reviews on Corrosion Inhibitor [Текст] / M. S. Vukasovich // Science and Technology. – Houston: NACE International, 1993. – Р. II-12-1.
2. Анतिकоррозионный институт Великобритании, Анतिकоррозионное металлическое покрытие, 1994 [Электрон. ресурс]. – Режим доступа: <http://www.tspc.ru/about/lit/sprametac/>
3. Булатов, Д. М. Промышленная защита от коррозии стальных конструкций [Текст] / Д. М. Булатов, С. Б. Петров, А. А. Сиротинский.
4. Корнеев, М. М. Стальные мосты [Текст]: теоретическое и практическое пособие по проектированию / М. М. Корнеев. – К., 2003. – 501 с.

Поступила в редколлегию 11.03.2010.

Принята к печати 22.03.2010.

П. М. КОВАЛЬ, І. П. БАБЯК (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ),
Т. М. СІТДИКОВА (Міністерство транспорту та зв'язку України, Київ)

НОРМУВАННЯ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ Й БУДІВНИЦТВІ СПОРУД З МЕТАЛЕВИХ ГОФРОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ

В статті наведено опис металевих гофрованих конструкцій. Особливу увагу приділено нормуванню проектування і особливостям з цим пов'язаним. Вказано питання, які діючі норми дозволяють вирішити.

В статье приведено описание металлических гофрированных конструкций. Особое внимание уделено нормированию и особенностям, связанным с этим. Указаны вопросы, которые действующие нормы позволяют решить.

In the paper the exposition of metal corrugated constructions is given. The special attention is paid to the normalization and related features. The questions, which can be solved by the operating norms, are specified.

Металеві гофровані конструкції (МГК) є одним з раціональних і перспективних видів транспортних споруд, будівництво яких вимагає мінімальних транспортних витрат для перевезення конструкцій МГК, невеликих витрат матеріалів та трудовитрат на будівельному майданчику. Все це забезпечує прискорення темпів будівництва транспортних споруд. Будучи гнучкими конструкціями, вони працюють за рахунок сумісної роботи з навколишнім ґрунтом засипання. Це сприяє полегшенню конструкцій і дозволяє їх укласти без фундаментів [1, 2].

Транспортні споруди з металевих гофрованих конструкцій мають цілий ряд переваг у порівнянні з аналогічними бетонними конструкціями [3].

Основною з небезпек для МГК, як і для інших металевих конструкцій та споруд, є корозія. Тому, антикорозійні заходи значно впливають на кінцеву ціну конструкції. Основним засобом захисту є цинкування, яке наносять гарячим способом. Застосовується також покриття епоксидною смолою по цинкуванню в залежності від агресивності середовища [4].

До особливостей металевих гофрованих конструкцій можна віднести більш високі вимоги до засипки та ущільнення. Зокрема, засипання необхідно виконувати пошарово одночасно із обох боків горизонтальними шарами товщиною до 20 см по всій довжині труби на однакову висоту з пошаровим ущільненням за допомогою спеціальної техніки (рис. 1, а). В безпосередній близькості до МГК ущільнення виконують ручними трамбувальними механізмами (рис. 1, б). Вимоги до МГК та конструктивні особливості, які повинні бути забезпечені

для надійної експлуатації, відображені у розділах 3 та 4 ВБН В.2.3-218-198 [5].

Завдяки конструктивним, технологічним і економічним перевагам металеві гофровані конструкції одержали поширення в усьому світі. Так, у Росії, розпорядженням Міністерства транспорту РФ Ос-542-р від 17.06.2002 р., рекомендовано застосування гофрованих труб при будівництві і реконструкції доріг.

Але нормативні вимоги, якими керуються постачальники не враховують повною мірою умови Росії, зокрема поєднання мерзлотних і сейсмічних процесів. Тому виникла необхідність розробки рекомендацій з врахуванням цих природно-кліматичних умов. Так, у 2002 році, за завданням Державної служби дорожнього господарства Росії (РОСАВТОДОР) були розроблені рекомендації [6], що регламентують застосування гофрованих труб у районах вічної мерзлоти, а також включають деякі коректування з питань гідроізоляції і забезпечення стійкості конструкції труби при великих висотах насипів. При підготовці методичних рекомендацій були досліджені умови адаптації закордонного досвіду дорожнього будівництва з застосуванням металевих гофрованих водопропускних труб до складних інженерно-геологічних умов районів будівництва Сибіру, Забайкалля і Далекого Сходу.

Багато років застосовуються МГК у скандинавських країнах (Швеція та ін.).

У вітчизняній практиці будівництва МГК почали застосовуватися, в основному, з середини дев'яностих років. Такі конструкції використані при будівництві транспортних розв'язок та перепуску водотоків в АР Крим, на автомобільній дорозі Київ – Одеса, Харків – Сімферополь та ін. (рис. 2).

а)



б)



Рис. 1. Пошарове ущільнення ґрунту засипки при влаштуванні металевої гофрованої труби: а – за допомогою спеціальної техніки; б – із застосуванням ручних трамбувальних механізмів



Рис. 2. Металева гофрована конструкція прогоном 12 м на обході м. Олесько у Львівській області

Оскільки в Україні за даними Державної служби автомобільних доріг України (Укравтодор) станом на 01.01.2005 р. в експлуатації на автомобільних дорогах знаходиться 16082 шт. (371157,0 п. м.) мостів і 129053 шт. водопропу-

сних труб, одним із напрямків застосування металевих гофрованих конструкцій є ремонт існуючих малих мостів і водопропускних труб. Якщо брати труби, то в середньому, при мережі доріг загального користування 169739 км, їх кількість складає біля однієї (0,8) труби на один кілометр. Біля 29 % із цих труб вимагають ремонтних заходів. Зважаючи на те, що ремонт транспортних споруд за останніх п'ять років виконується не в достатній мірі, відсоток труб, які потребують ремонтних заходів, збільшився.

Основними дефектами бетонних труб є тріщини кілець та їх просідання, порушення гідроізоляції стиків між кільцями, руйнування лотка і укріплень, тощо. Врахування дефектів існуючих труб і їх величини є необхідним для прийняття раціональних проектних рішень щодо ремонту.

Застосування МГК в будівництві вимагає нових технологій, матеріалів та відповідного нормативного забезпечення, а саме, норм, які регламентують проектування, монтаж, гідралічні та конструктивні розрахунки. Такими нормами є ВБН В.2.3-218-198, розроблені Державним дорожнім науково-дослідним інститутом ім. М. П. Шульгіна (ДерждорНДІ) за участю авторів статті.

Вимоги до конструктивних особливостей, що містять ВБН В.2.3-218-198, мають відмінності від закордонних нормативних документів, наприклад, щодо гідроізоляції, захисту від корозії при створенні ґрунтової обойми. Закордонна розрахункова база залишається на основі емпіричних підходів і формул, створених в результаті аналізу численних експериментальних даних.

У діючих нормах України застосовано формули опору матеріалів, що дозволяє, з точки зору фізики явища, проектувати майбутню споруду МГК.

В основу ВБН «Проектування та будівництво споруд із металевих гофрованих конструкцій на автомобільних дорогах загального користування» покладено науковий досвід застосування гофрованих металевих водопропускних труб, накопичений у провідних науково-дослідних інститутах, зокрема в ДерждорНДІ, з узагальненням закордонного та вітчизняного досвіду з проектування та будівництва МГК.

В нормативному документі, над яким працювали фахівці інституту, виконані наступні роботи:

1. Розширено номенклатуру виробів – збільшено отвір МГК до 8 м.

2. Крім традиційних круглих, запропоновано використання конструкцій з іншими перерізами: горизонтальний еліптичний переріз, переріз з плоским дном, переріз пониженої висоти, арковий переріз.

3. Розширено зону використання: з використанням МГК можна виконувати ремонт та нарощування залізобетонних труб.

Ремонт існуючих залізобетонних споруд виконується методом «гільзування». За таким методом допускається встановлення металевої гофрованої конструкції всередину залізобетонної з подальшим омоноличенням зазорів. Також МГК використовуються для подовження існуючих транспортних споруд при реконструкції або капітальному ремонті доріг.

4. Передбачено використання нових геосинтетичних матеріалів для армування ґрунтової обійми навколо конструкції та укосів насипу біля вхідного та вихідного оголовків та ін.

Проведена робота вимагала використання та аналізу нормативних документів, які діяли ще на території колишнього СРСР та нових сучасних вітчизняних нормативних документів, адаптованих до кліматичних та сейсмічних умов України, з врахуванням правил охорони праці та техніки безпеки.

Після апробації прийнятих норм ВБН В.2.3-218-198 у вітчизняній практиці будівництва було встановлено, що, загалом, норми дають можливість проектувати споруди та будівництво нових і реконструкцію існуючих транспортних споруд на автомобільних дорогах загальногосподарського користування.

Разом з тим, оскільки переваги у певних випадках таких споруд на транспортними спорудами із залізобетону є беззаперечними, постало питання будівництва споруд з прогонами, більшими ніж 8 м (аж до 25 м). Такий досвід будівництва існує в Європі. Тож, існує необхідність розробки вітчизняних норм з проектування і будівництва споруд з металевих гофрованих конструкцій, що працюють разом із ґрунтом засипки під автомобільною дорогою для прогонів до 25 метрів.

Проаналізувавши діючий ВБН В.2.3-218-198, для можливості проектувати та будувати споруди з прогоном до 25 метрів необхідно переглянути або доповнити норми наступними вимогами:

— необхідно розширити сферу застосування;

— оскільки граничні значення певних показників нормовані числовими значеннями, врахувати всі можливі випадки для прогонів значної довжини є складною задачею, яку, в кожному конкретному випадку, повинен вирішувати проєктант виходячи з умов проектування та будівництва. Внаслідок цього, такі показники, як будівельний підйом, розміри і глибина розташування протифільтраційних екранів, параметри металевої п'яти вузла з'єднання металоконструкції і фундаменту (у випадку арочної конструкції труби) та деякі інші, слід встановлювати розрахунком;

— оскільки споруд із прогонами більше ніж 8 м в Україні практично нема, необхідним було б здійснення науково-технічного супроводу будівництва таких споруд згідно вимог ДБН В.1.2-5 [7], який виконуватимуть проєктувальники об'єкта або базові організації з науково-технічної діяльності, що мають ліцензію на виконання певного виду робіт відповідно до завдань супроводу;

— вимогами щодо граничних деформацій, які повинні не перевищувати величин, встановлених проєктом;

— оскільки споруди будуть мати прогони від 8 до 25 м, їх, як і всі інші нові споруди, необхідно після завершення будівельних робіт випробовувати на відповідність нормам, прикладаючи проєктне навантаження. При цьому, слід фіксувати напруження, деформації, які не повинні перевищувати допустимі значення; необхідно розширити номенклатуру МГК для можливості оптимізації вибору конструкцій МГК при проектуванні, наприклад, так, як це показано в табл. 1 або 2.

Таблиця 1

Характеристики для гофрів розміром 200×55 мм

Товщина листа, см	Площа хвилі гофри, см ² /см	Момент інерції хвилі гофри, см ⁴ /см	Момент опору, см ³ /см
δ	A	I	W
0,325	0,384	1,471	0,50
0,400	0,473	1,819	0,62
0,475	0,562	2,171	0,73
0,550	0,651	2,526	0,84
0,625	0,774	2,886	0,94
0,700	0,829	3,251	1,05

Таблиця 2

Характеристики для гофрів розміром 380×140 мм

Товщина листа, см	Площа хвилі гофри, см ² /см	Момент інерції хвилі гофри, см ⁴ /см	Момент опору, см ³ /см	Радіус інерції, см
δ	A	I	W	i
0,4	0,559	13,739	1,835	4,96
0,5	0,698	17,203	2,296	4,96
0,6	0,838	20,674	2,758	4,97
0,7	0,977	24,159	3,222	4,97

Висновки

1. Розроблені будівельні норми ВБН В.2.3-218-198 «Проектування та будівництво споруд із металевих гофрованих конструкцій на автомобільних дорогах загального користування», направлені на вирішення питань щодо: технології влаштування та монтажу металевих гофрованих труб; встановлення конструктивних вимог до металевих гофрованих труб; на систематизацію існуючих перерізів МГК, які можна використовувати при будівництві або реконструкції штучних споруд; на раціональне використання ресурсів, економію матеріальних, енергетичних, трудових ресурсів та охорону навколишнього середовища; забезпечення належного науково-технічного рівня якості при будівництві та проектуванні гофрованих металевих конструкцій пройшли апробацію у вітчизняній практиці будівництва. Встановлено, що, загалом, норми дають можливість проектувати споруди та будівництво нових і реконструкцію існуючих транспортних споруд на автомобільних дорогах загального користування.

2. Для можливості проектування та будівництва споруди з прогоном до 25 метрів необхідно переглянути або доповнити ВБН В.2.3-218-198 рядом вимог.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Потапов, А. С. Металлические гофрированные трубы с жестким слоем засыпки [Текст] / А. С. Потапов, М. Г. Раткевич, Ю. П. Куркин // Транспортное строительство. – 1990. – № 9. – С. 10-11.
2. Потапов, А. С. Совершенствование конструкций и технологий строительства водопропускных труб в районах со сложными природными условиями [Текст] / А. С. Потапов, Е. Ф. Казначеева, З. М. Палькина // Транспортное строительство. – 2004. – № 11. – С. 10-12.
3. Нормативне забезпечення проектування і будівництва споруд з металевих гофрованих конструкцій [Текст] / П. М. Коваль та ін. // Дороги і мости: зб. наук. пр. / ДерждорНДІ. – Вип. 8. – К., 2008. – С. 154-158.
4. Лисенко, О. П. Досвід застосування металевих штучних споруд на автомобільних дорогах [Текст] / О. П. Лисенко, К. Е. Артеменко // Науково-виробничий журнал. – 2004. – № 5. – С. 33-35.
5. ВБН В.2.3-218-198:2007. Споруди транспорту. Проектування та будівництво споруд із металевих гофрованих конструкцій на автомобільних дорогах загального користування [Текст].
6. Методические рекомендации по применению металлических гофрированных труб [Текст]: Утв.: Гос. служба дор. хоз-ва (РОСАВТОДОР). – М., 2002. – 99 с.
7. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів [Текст].

Надійшла до редколегії 16.03.2010.

Прийнята до друку 22.03.2010.

ДОСЛІДЖЕННЯ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ БАЛОК ТИПУ «3 Bet-90» ТА «3 Bet-120»

У статті наведено опис конструкції нових залізобетонних мостових балок «3 Bet-90» та «3 Bet-120» в діапазоні прогонів довжиною 18...33 м. Наведено їх основні показники. Проаналізовано тріщиностійкість балок при дії тимчасових навантажень.

В статье приведено описание конструкции новых железобетонных мостовых балок «3 Bet-90» и «3 Bet-120» в диапазоне прогонов длиной 18...33 м. Приведены их основные показатели. Проанализирована трещиностойкость балок при действии временных нагрузок.

In the article the designs of new bridge reinforced concrete beams «3 Bet-90» and «3 Bet-120» 18...33 m long are given. Their main technical characteristics are presented. The fracture strength of the beams under action of live loadings is analyzed.

Проектування нових типів балкових залізобетонних конструкцій, вдосконалення технологій їх виготовлення та монтажу зв'язано з пошуками конструктивних рішень, що дозволили б підвищити експлуатаційні характеристики транспортних споруд, зменшити витрати матеріалів, підвищити економічність у використанні.

Державним дорожнім науково-дослідним інститутом ім. М. П. Шульгіна (ДерждорНДІ) розроблено залізобетонні балки типу «3 Bet-90»

та «3 Bet-120» в діапазоні прогонів 18...33 м, які розраховані на нові навантаження відповідно до вимог [1]. Балки висотою 900 та 1200 мм армовані попередньо напруженими канатами (рис. 1). Клас бетону балок за міцністю на стиск В40, за морозостійкістю F200-F300. Випуск балок освоєний на заводі залізобетонних виробів «3 Бетони» у м. Калуш Івано-Франківської області. Основні показники балок представлені в табл. 1.

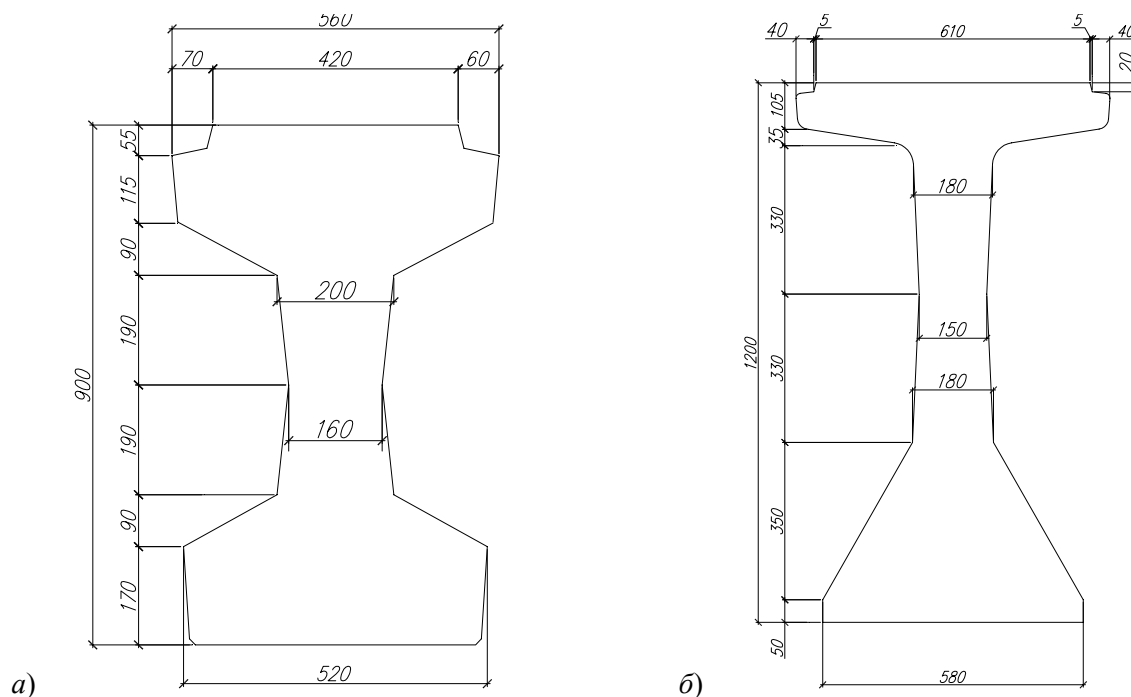


Рис. 1. Поперечні перерізи балок типу:
а) – «3 Bet-90»; б) – «3 Bet-120»

Основні показники балок «3 Bet-90» та «3 Bet-120»

Елемент	Довжина, м	Висота, м	Маса балки, т	Напружена арматура, кількість канатів
3Bet-90 – 18,0	18,0	0,9	15,2	33+2
3Bet-90 – 21,0	21,0	0,9	17,7	33+2
3Bet-120 – 24,0	24,0	1,20	23,3	33+2
3Bet-120 – 33,0	33,0	1,20	32,2	45+2

Для виготовлення балок були застосовані нові технології виробництва, проводився повний контроль якості виконуваних робіт.

Під час натягу канатів, бетонування, теплової обробки та після передачі зусиль з упорів на бетон замірялися деформації в канатах. Фіксувалися деформації в балках під час передачі зусиль з упорів на бетон, початкові вигини балок (табл. 2).

Таблиця 2

Початкові вигини балок

Балка, м	Початкові вигини балок, мм
3 Bet90 – 18,0	43
3 Bet90 – 21,0	42
3 Bet120 – 24,0	26
3 Bet120 – 33,0	46

Як відомо, зазвичай зниження несучої здатності конструкцій, а з часом і їх руйнування відбувається внаслідок утворення і розвитку дефектів типу тріщини. Процес руйнування при цьому не відбувається миттєво – від моменту утворення тріщини і до початку її критичного зростання минає певний час. Тому своєчасне виявлення таких дефектів є важливою задачею, і, разом з тим, складною проблемою.

Ціль роботи – дослідити тріщиностійкість попередньо напружених залізобетонних балок при дії тимчасових навантажень.

Балки прогонами 18, 21, 24 і 33м були випробувані на випробувальному стенді заводу «З Бетони» (рис. 2) двома зосередженими силами, розташованими у третинах прогону на дію згинального моменту. Для того, щоб змодельовати навантаження використовували гідравлічні домкрати. Перевірялись міцність балок, жорсткість, утворення тріщин та ширина їх розкриття.



а)



б)

Рис. 2. Випробування балок типу:

а) – «3 Бет-120»; б) – «3 Бет-90»

Фіброві деформації балок заміряли, використовуючи тензометри для вимірювання місцевих деформацій бетону з базою 200 мм (мікроіндикатори годинникового типу), які встанов-

лювали в середині прогону рівномірно по всій висоті балок.

За допомогою датчиків переміщення на базі ПТК «НВМ» та прогиномірів Аістова ПАО-6 визначали прогини балок під навантаженням.

Прогини вимірювалися в місцях обпирання, в третинах та середині прогону балок.

При випробуванні балок досліджували сигнали АЕ, що виникали в конструкції за допомогою програмно-технічного комплексу (ПТК) «АКЕМ». Датчик АЕ встановлювали на нижній грані балки. Запис сигналів АЕ проводили під час навантаження та витримки під навантаженням балок.

Ширину розкриття нормальних тріщин на рівні арматури визначали за допомогою мікроскопа МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм. Проводили фіксацію ширини розкриття «старих» тріщин, їх розвитку та положення, а також появу «нових» тріщин.

Навантаження під час випробування прикладали поступово. На кожній ступені відразу після прикладання навантаження робили 15-хвилинну витримку. Витримка після досягнення максимального рівня навантаження складала 30 хвилин. Всі заміри результатів проводилися після кожної ступені.

Розглянемо отримані дані випробування балок типу «3 Bet-90» довжиною 18 та 21 м, «3 Bet-120» довжиною 24 м на дію згинального моменту.

Вимірювання прогинів конструкцій на ступенях навантаження дозволяє встановити момент початку утворення тріщин. На рис. 3 показано графіки зміни прогинів балок під час випробування. Точкою *A* на рисунку вказано момент початку утворення тріщини, який можна визначати за зміною кута нахилу кривої.

Як видно з рис. 3, *a*, при випробуванні балки типу «3 Bet-90» довжиною 18 м, зміна кута нахилу кривої прогину відбувається в момент прикладення навантаження величиною 475 кН (точка *A*).

При випробуванні балки типу «3 Bet-90» довжиною 21 м зміна кута нахилу кривої прогину відбувається при значенні навантаження на конструкцію 350 кН.

Величина навантаження на балку типу «3 Bet-120» довжиною 24 м, при якому змінюється кут нахилу кривої прогину, становить 400 кН.

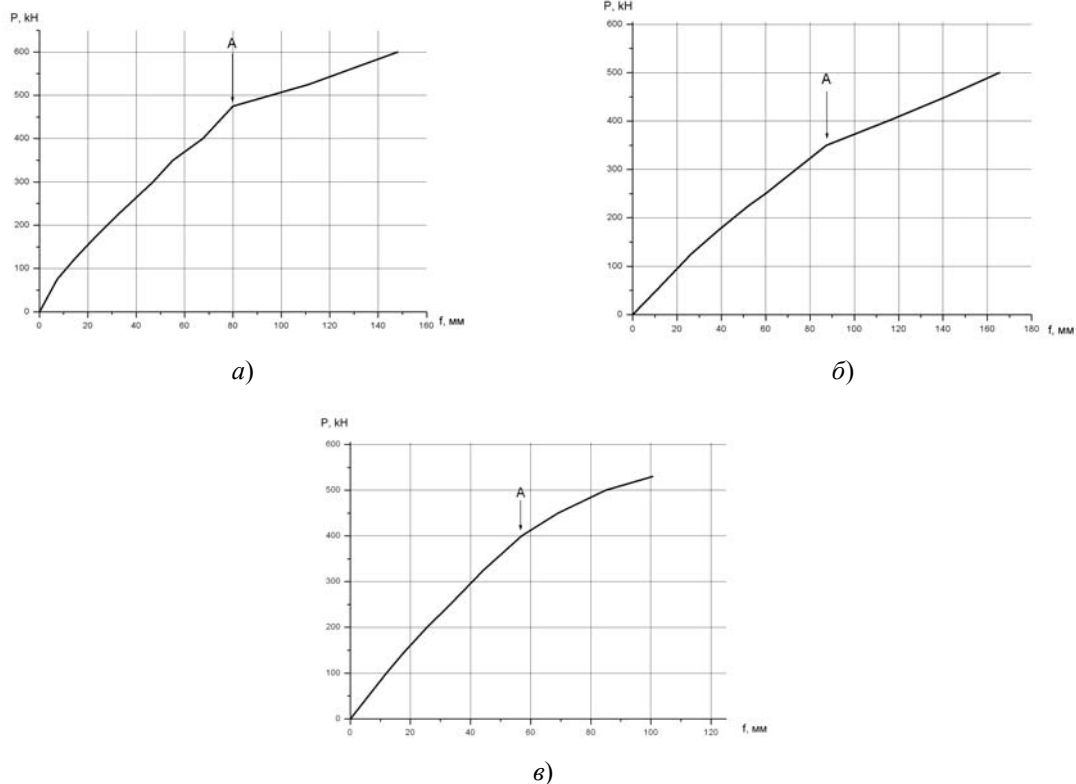


Рис. 3. Графіки зміни максимальних значень прогинів залізобетонних балок типу : а) – «3 Бет-90» довжиною 18 м; б) – «3 Бет-90» довжиною 21 м; в) – «3 Бет-120» довжиною 24 м. Точка *A* – момент початку утворення тріщини. (Попередні вигини балок не враховані.)

Графіки зміни деформацій на кожній ступені навантаження балок показано на рис. 4. Під час випробування балки типу «3 Bet-90» довжиною 18 м, як видно з рис. 4, *a*, максимальні фіброві деформації починають різко збільшуватися в момент прикладення навантаження

400 кН. Для балки типу «3 Bet-90» довжиною 21 м величина навантаження становить 350 кН (рис. 4, *б*).

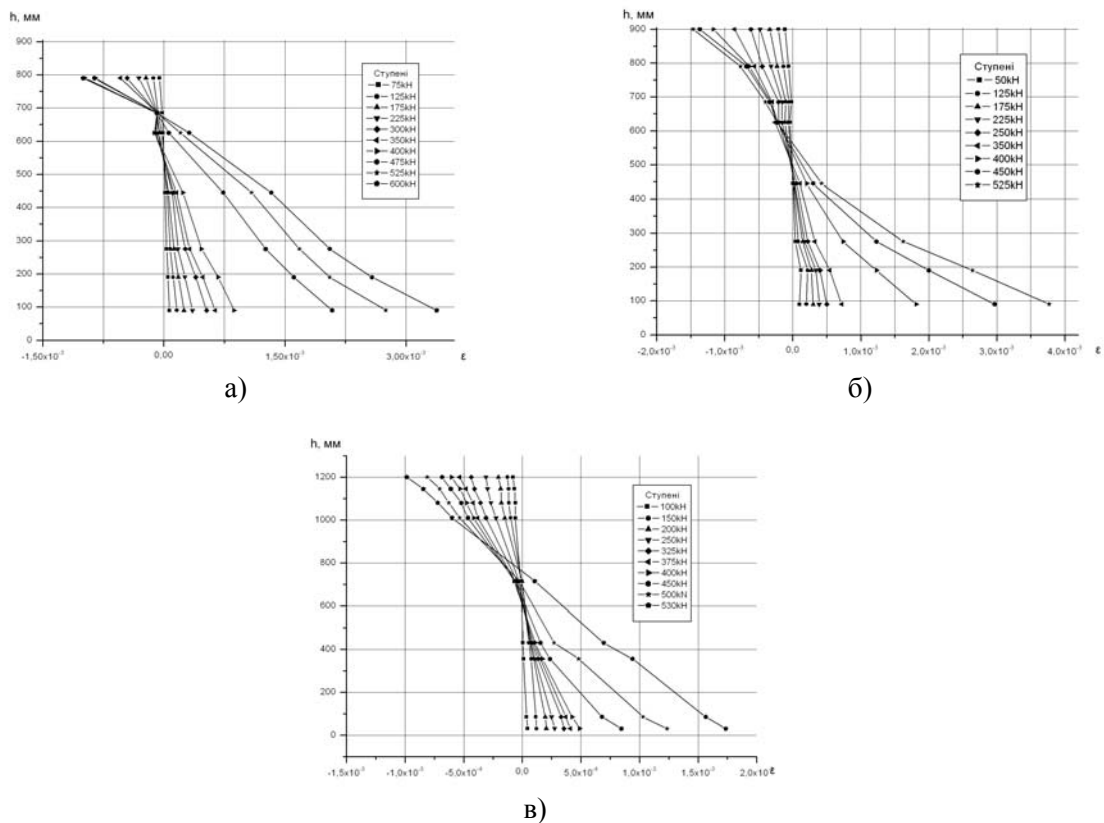


Рис. 4. Графіки зміни значень максимальних фібрових деформацій в зоні розтягу залізобетонних балок типу: а) «3 Бет-90» довжиною 18 м, б) «3 Бет-90» довжиною 21 м, в) «3 Бет-120» довжиною 24 м. (Попередні деформації при обтиску бетону не враховані.)

Величини навантажень, при яких починають різко збільшуватися фіброві деформації, для балки типу «3 Bet-120» довжиною 24 м становлять 400 кН (рис. 4, в).

При цьому було візуально зафіксовано утворення макротріщин в розтягненій зоні досліджуваних балок. Початкова ширина розкриття тріщин становила 0,01...0,05 мм.

Значення згинальних моментів при дії тимчасового навантаження в момент утворення тріщин в балках становлять 2775 кНм, 2720 кНм, 3120 кНм, відповідно, для балок типу «3 Bet-90» довжиною 18 м, «3 Bet-90» довжиною 21 м, «3 Bet-120» довжиною 24 м (моменти від власної ваги балок не враховані). При цьому розрахункові значення моментів для цих балок, відповідно, становлять 1775 кНм, 1655 кНм, 2430 кН.

Висновки

Отримані результати випробування залізобетонних попередньо напружених балок типу «3 Bet-90» та «3 Bet-120» свідчать про відпові-

дність їх тріщиностійкості вимогам норм [1] при дії тимчасових навантажень.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Державні будівельні норми України. Мости та труби. Правила проектування [Текст]: ДБН В.2.3-14:2006. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мінбуд України, 2007. – 348 с.
2. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості [Текст]: ДСТУ Б В.2.6-7-95 – Чинний від 1995-11-16. – К., 1995.
3. Иосилевский, Л. И. Долговечность предварительно напряженных балочных пролетных строений мостов [Текст] / Л. И. Иосилевский. – М.: Транспорт, 1967. – С. 103-113.
4. Берг, О. Я. Высокопрочный бетон [Текст] / О. Я. Берг, Е. Н. Щербаков, Г. Н. Писанко. – М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.

Надійшла до редколегії 16.03.2010.

Прийнята до друку 26.03.2010.

П. М. КОВАЛЬ, А. Є. ФАЛЬ (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ),
А. П. ВЕРЬОВКА (НТУ, Київ)

ВПЛИВ ТЕМПЕРАТУРНОЇ НЕРОЗРІЗНОСТІ НА ЖОРСТКІСНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОГОНОВИХ БУДОВ

Описано результати випробовування існуючих температурно-нерозрізних прогонових будов. Проаналізовано дані, які були отримані під час випробувань та теоретичних розрахунків, визначено конструктивний коефіцієнт. Проведено порівняння теоретичних розрахунків просторових моделей в ПК «Ліра».

Описаны результаты испытания существующих температурно-неразрезных пролетных строений. Проанализированы данные, которые были получены в ходе испытаний и теоретических расчетов, определен конструктивный коэффициент. Проведено сравнение теоретических расчетов пространственных моделей в ПК «Лира».

Natural tests of existing temperature-unsplit spans are described. The data obtained during test and theoretical computations are analyzed; the constructive factor is determined. The comparison of theoretical computations of spatial models in the LIRA SOFTWARE is carried out.

Постановка проблеми

У зв'язку із збільшенням швидкостей і підвищенням вимог до умов руху, а саме комфортності і безпеки, при будівництві мостів, а також при їх реконструкції раціональніше всього використовувати конструкції з мінімальною кількістю деформаційних швів [1]. Починаючи з 1972 р. (за кордоном з 1966 р.), в СРСР почали використовувати конструкції прогонових будов, що монтуються з розрізних балок, які в надпорних перерізах в рівні плити проїзної частини тим або іншим способом об'єднані в безперервні ланцюги різних довжин. Такі прогони будови отримали назву «температурно-нерозрізні».

Використання автодорожніх мостів зі зменшеною кількістю деформаційних швів є економічно обґрунтованим. Під час будівництва моста вартість деформаційних швів становить 1,5...2 % від загальної вартості споруди. Довговічність деформаційних швів 5...15 років значно менша від проектною довговічності основних несучих конструкцій мостів – 100 років. Тому під час експлуатації через негерметичні деформаційні шви значно швидше виходять з ладу такі конструкції, як балки, ригелі опор та опорні частини. Проїзд по температурно-нерозрізних прогонових будовах комфортніший, а довговічність конструкцій споруди довша. В 1972 році на основі досліджень та досвіду будівництва були розроблені методичні рекомендації [2] для температурно-нерозрізних прогонових будов мостів.

Дослідження та публікації по проблемі

В 1972 році в СРСР при будівництві моста через р. Оку з метою скорочення кількості деформаційних швів розрізні балочні прогони будови над проміжними опорами об'єднали в температурно-нерозрізні секції довжиною до 260 м. Для цього між торцями суміжних прогонових будов в рівні плити проїзної частини вклали вставки із монолітного ненапруженого бетону. Товщина з'єднувальних плит 8 см, довжина 30 см.

На даний час в Росії розроблені методичні рекомендації [3], в яких враховані нові розробки та досвід експлуатації температурно-нерозрізних мостів.

Типовим прикладом температурно-нерозрізної прогонової будови за кордоном є віадук Пон де Уш (Франція). В ньому плита проїзної частини товщиною 0,2 метри виконана безперервною в межах восьми прогонів з одного боку моста і шести з іншого. На основі досліджень, які показали, що в з'єднувальній плиті з'являються тріщини, для її армування використали оцинковану сталь [1].

В 1977 році в Югославії побудований міст із температурно-нерозрізними збірними прогоновими будовами. Прогони будови склалися із двотаврових складених по довжині клеєних балок довжиною 39 м, об'єднаних по плиті збірної конструкції проїзної частини товщиною 20 см в температурно-нерозрізні секції довжиною до 450 м [1].

В Україні у 80-90 х роках ХХ століття було побудовано ряд температурно-нерозрізних мос-

тів за типовими проектами Київської філії Союздорпроекту (серія 3.503.1-58 вип. 0-4, ч. I, 1982 р.) для прогонових будов від 12 до 33 м та Укрдіпродору (серія 5.106-76) для прогонових будов із пустотних плит довжиною 12 і 18 м.

Узагальнення досвіду проектування та будівництва температурно-нерозрізних мостів в Україні знайшло відображення в рекомендаціях [4]. В цьому документі приведені основні конструктивні рішення влаштування температурної нерозрізності прогонів та пропозиції з їх розрахунку. Але в цих розрахунках не розглядається вплив температурної нерозрізності на сумісну роботу об'єднаних прогонових будов.

Мета досліджень

Метою досліджень є визначення впливу температурної нерозрізності на сумісну роботу прогонових будов автодорожніх мостів.

До сьогоднішнього дня існує твердження, що об'єднання розрізних прогонових будов в температурний ланцюг не змінює характеру їх роботи на вертикальні навантаження, що тільки при дії горизонтальних сил і змінах температури об'єднані прогонові будови працюють як нерозрізні [2]. Вважається, що плита, висота якої становить 1/5 висоти балки, не впливає на загальний характер роботи балок проговоної будови.

Більш детальні оцінки просторової роботи температурно-нерозрізних систем можна отримати за результатами натурних випробувань існуючих мостів.

Під час будівництва автодороги Київ – Одеса для транспортних споруд використовувались удосконалені уніфіковані збірні попередньо-напружені балки з недобетонованою плитою, які встановлювали в проектне положення, після монтажу балок зверху бетонувалась монолітна плита проїзної частини (рис. 1).

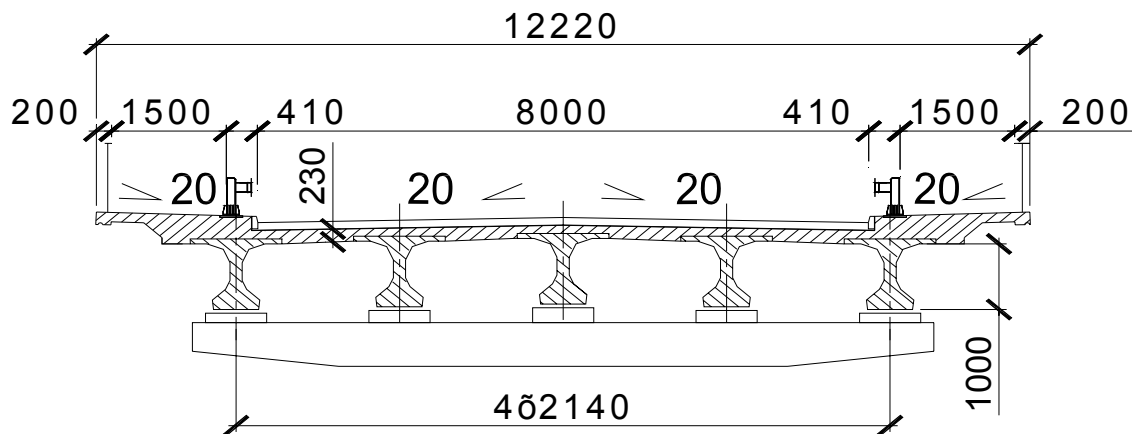


Рис. 1. Поперечний переріз шляхопроводу на км 261+441

З метою уникнення влаштування великої кількості деформаційних швів прогонові будови влаштовували температурно-нерозрізними.

У зв'язку з тим, що даний тип конструкції був новим для України, проводились детальні дослідження характеру роботи таких конструкцій.

Середні прогони шляхопроводу склалися з попередньо напружених балок довжиною 24 м. Для отримання максимального згинального моменту в прольоті були використані для завантаження три автомобілі КрАЗ вагою 24 т кожен та один автомобіль КамАЗ вагою 22 т (рис. 2). Загальна вага випробувального навантаження становила 94 т.

В результаті випробування шляхопроводу в Кіровоградській області на км 261+441 (рис. 1) отримали дані, по яким були побудовані епюри прогинів, які свідчать про забезпеченість поперечної жорсткості проговоної будови (рис. 3).

При статичних випробуваннях шляхопроводу було зафіксовано максимальний прогин $f_e = 6,86$ мм в балці БЗ. Згідно теоретичного розрахунку величина прогину балки БЗ від випробувального навантаження становить $f_t = 21,5$ мм. Таким чином, конструктивний коефіцієнт становить $K = 6,86/21,5 = 0,32$. Згідно вимог нормативного документу [5], конструктивний коефіцієнт повинен знаходитись у межах $0,5 < K < 0,7$.



Рис. 2. Випробування шляхопроводу на км 261+441

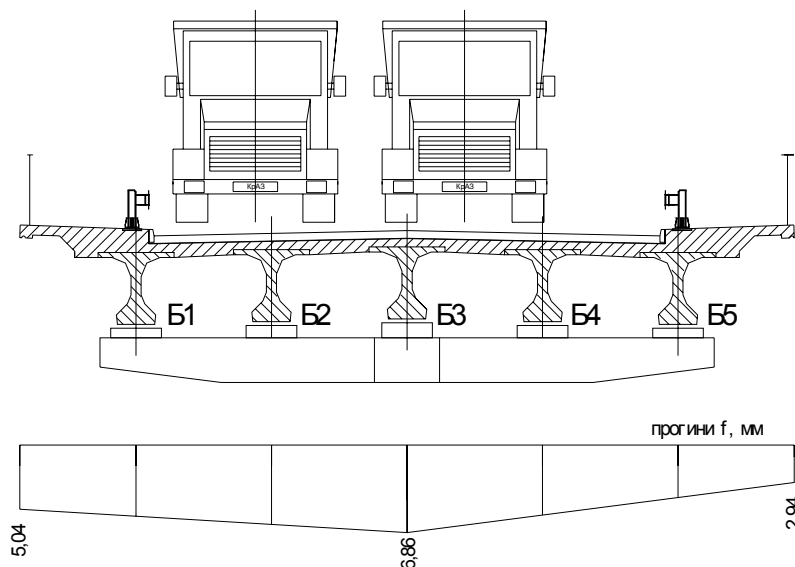


Рис. 3. Епюра прогинів балок від завантаження прогонової будови за схемою 3

Максимальний прогин при даній схемі є значно меншим за допустимий прогин, що становить 60 мм. Це становить 1/3498 прогону, що в 8,7 разу менше нормованої величини – 1/400 прогону. Тобто, експериментальний прогин суттєво менший від теоретичного. Це свідчить, що розрахунок не враховує якісь додаткові впливи на реальну роботу балок прогонової будови.

Для визначення додаткових впливів на роботу балок температурно-нерозрізної прогонової будови проводились розрахунки моста в програмному комплексі «Ліра». Для порівняння результатів були змодельовані одно- та двопрогонова температурно-нерозрізні будови шляхопроводу (рис. 4).

Як несучі елементи для побудови моделі були використані балки типу 3 Bet-90 довжиною 24 м. Товщина плити та температурно-нерозрізної плити 0,23 м, асфальтобетону – 0,12 м. Для балок було задано жорсткісні характеристики бетону В40, для плити – В30. Тимчасове навантаження на прогонову будову прийняте А15 з врахуванням відповідних коефіцієнтів.

В результаті розрахунку були побудовані епюри прогинів, які відображають характер просторової роботи прогонової будови (рис. 5).

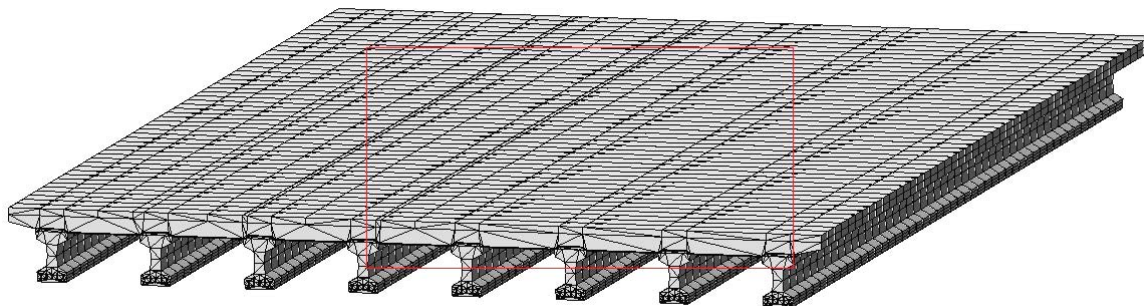


Рис. 4. Модель однопрогонової будови

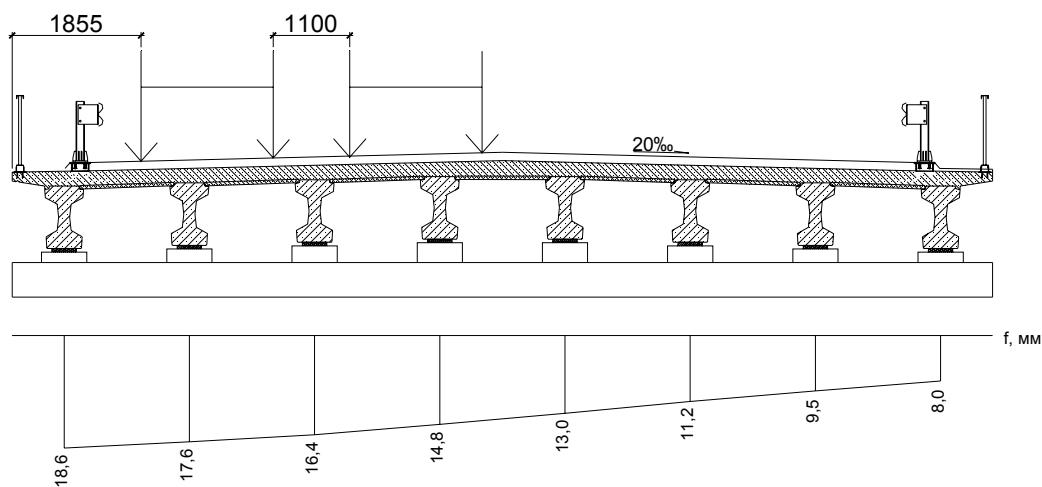


Рис. 5. Епюра прогинів балок однопрогонової будови шляхопроводу від тимчасового навантаження А15

Максимальний прогин $f_t = 18,6$ мм був отриманий у крайній балці. Максимальний прогин при даній схемі є меншим за допустимий прогин, що становить 60 мм. Це становить 1/1280 прогону, що в 3,2 разу менше нормованої величини – 1/400 прогону.

Аналогічне завантаження було реалізоване для двопрогонової будови, балки якої над проміжною опорою об'єднані температурною плитою.

За результатами розрахунку двопрогінної температурно-нерозрізної прогонової будови отримали наступну епюру прогинів (рис. 6).

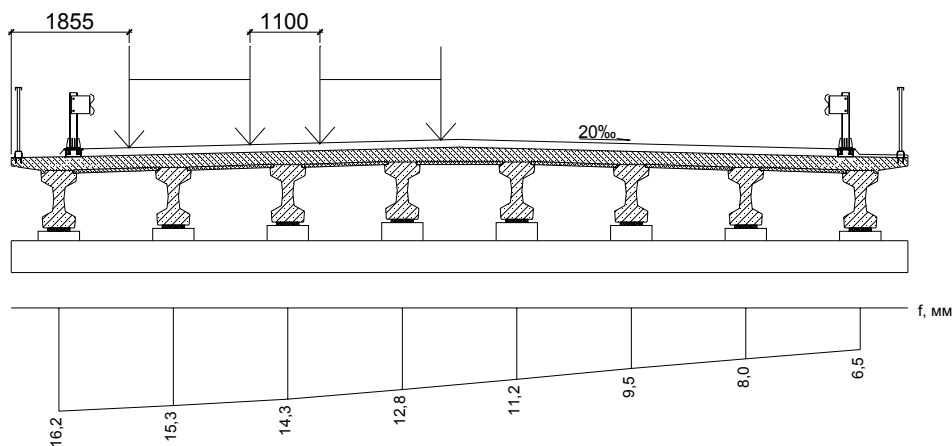


Рис. 6. Епюра прогинів балок двопрогонової будови шляхопроводу від тимчасового навантаження А15

Максимальний прогин був отриманий у крайній балці $f_t = 16,2$ мм. Максимальний прогин при даній схемі є меншим за допустимий прогин, що становить 60 мм. Це становить 1/1480 прогону, що в 3,7 разу менше нормованої величини – 1/400 прогону.

Порівняння результатів двох розрахунків показують різницю величин максимальних прогинів $f_t = 2,4$ мм, що становить 14,8 %. Це показує, що розрізна та температурно-нерозрізна прогонова будова мають різну деформативність, тобто температурно-нерозрізна плита впливає на характер роботи балок і розвантажує їх за рахунок перерозподілу напружень на сумісні прогони.

Висновки

1. Результати натурних випробувань існуючих споруд та теоретичних розрахунків показують, що величина конструктивного коефіцієнта температурно-нерозрізних прогонових будов менша 0,5. Згідно вимог нормативного документу [5], якщо коефіцієнт $K < 0,5$, це вказує на наявність в елементах моста резервів несучої здатності.

2. Розрахунки моделей прогонових будов показують різні значення прогинів при однакових схемах тимчасового навантаження. Температурно-нерозрізна прогонова будова має менші прогини, ніж аналогічна розрізна. Тобто однією з причин отримання малих величин конструктивних коефіцієнтів є температурна нерозрізність прогонової будови. Плита, яка з'єднує два суміжні прогони, включає в сумісну роботу прогонової будови на сприйняття тимчасового навантаження.

3. Для більш детального аналізу роботи температурно-нерозрізних прогонових будов доцільно провести теоретичні розрахунки та експериментальні дослідження таких натурних об'єктів, щоб встановити степінь впливу температурної нерозрізності на напружено-деформований стан балок мосту.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Захаров, Л. В. Сборные неразрезные железобетонные пролетные строения мостов [Текст] / Л. В. Захаров, Н. М. Колоколов, А. Л. Цейтлин. – М.: Транспорт, 1983. – 232 с.
2. Захаров, Л. В. Сборные неразрезные железобетонные пролетные строения мостов [Текст]: Методические рекомендации по проектированию и строительству температурно-неразрезных пролетных строений мостов на автомобильных дорогах / Л. В. Захаров. – М.: Союздорнии, 1977. – 74 с.
3. Методические рекомендации по применению конструкций температурно-неразрезных пролетных строений [Текст]. – М.: Росавтодор, 2003. – 60 с.
4. Методичні рекомендації з проектування та застосування конструкцій температурно-нерозрізних прольотних будов [Текст]. – К.: Укравтодор, 2008. – 107 с.
5. ДБН В.2.3-6-2002 Мости та труби. Обстеження та випробування. [Текст]: Затв.: Наказ Держбуду України від 10.01.2002. – К.: Держбуд України, 2002. – 29 с.
6. Мости: конструкції та надійність [Текст] / за ред. В. В. Панасюка і Й. Й. Лучка. – Львів: Каменяр, 2005. – 989 с.

Надійшла до редколегії 15.03.2010.

Прийнята до друку 24.03.2010.

ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ

Описано результати розрахунку збірно-монолітних прогонових будов. Проаналізовано дані, які були отримані під час розрахунків, визначено необхідність розрахунку прогонових будов даного типу на декількох стадіях включення окремих елементів в роботу. Проведено порівняльний розрахунок просторових моделей в ПК «Ліра».

Описаны результаты расчета сборно-монолитных пролетных строений. Проанализированы данные, которые были получены во время расчетов, определена необходимость расчета пролетных строений данного типа на нескольких стадиях включения отдельных элементов в работу. Проведен сравнительный расчет пространственных моделей в ПК «Лира».

The calculation results for assembling monolithic spans are described. The data obtained during calculations are analyzed; the necessity of calculation of spans of this type at a few stages of including separate elements into work is determined. The comparative calculation of spatial models in the LIRA SOFTWARE is conducted.

На сьогоднішній день в Україні є незначна кількість рішень залізобетонних прогонових будов мостів, які б відповідали вимогам ДБН В.2.3-14 та забезпечували необхідну довговічність конструкцій мостів. Всі типові проекти, які діяли до цього часу, не розраховані на такий високий рівень навантаження згідно нового ДБН [1], а це вимагає внесення суттєвих змін до існуючих або розробку нових типів конструкцій прогонових будов. Найбільш ефективними, для мостів малих і середніх прогонів, є збірно-монолітні конструкції. Такі конструкції поєднують в собі основні позитивні якості як збірного, так і монолітного залізобетону. Це сприяє ефективному застосуванню їх в різних областях будівництва, зокрема, мостобудуванні. Для збірно-монолітних прогонових будов характерна економія бетону, збільшення вертикальної та горизонтальної жорсткості, покращені експлуатаційні характеристики та багато інших факторів. Зараз в Україні спостерігається тенденція до переходу на типовий тип збірно-монолітних прогонових будов. В якому збірні елементи – попередньо напружені балки І-подібного перерізу об'єднуються монолітною плитою товщиною 20...25 см, яка бетонується в одну стадію.

У зв'язку з цим при проектуванні збірно-монолітних конструкцій вельми актуальним стає облік тривалих процесів повзучості і усадки бетонів, зростання їх модулів пружності, а також явища релаксації зусиль.

При проектуванні збірно-монолітних конструкцій необхідно враховувати можливість по-

яви в площині контакту значних зусиль зрушення. За найбільш несприятливих умов ці зусилля можуть складати 20...25 % аналогічних зусиль, що виникають у момент додатка зовнішнього навантаження.

Усадка бетонів робить істотний вплив на роботу збірно-монолітних конструкцій в процесі експлуатації. Тріщиностійкість конструкцій, армованих заздалегідь напруженими дошками і брусами (при розрахунку за утворенням тріщин в дошках і брусах), унаслідок усадки зазвичай підвищується, а конструкції з перерізами інших типів – знижується.

За реальних умов тріщиностійкість конструкцій унаслідок усадки може знизитись на 20 % і більше в порівнянні з розрахунковою або нормативною, а конструкцій, армованих дошками і брусами (при розрахунку за утворенням тріщин в дошках і брусах), – підвищиться на 20...25 % [2].

Крім того, для конструкцій такого типу важливим моментом є стадійність роботи:

- 1) робота збірної балки без плити до набору міцності монолітним бетоном плити.
- 2) робота об'єданого перерізу балки з плитою.

Розрахунок такого типу прогонової будови є аналогічним розрахунку сталі-залізобетонної прогонової будови. Розрахунок залізобетонної прогонової будови можна розділити на наступні характерні етапи:

- 1) Призначення геометричної і статичної схеми та генеральних розмірів прогонової будови і співвідношення жорсткостей її елемен-

тів, здобуття орієнтовної власної ваги конструкції.

2) Визначення зусиль і моментів по стадіях роботи з врахуванням попереднього напруження і регулювання, якщо воно застосовується.

3) Підбір перерізів і у ряді випадків оптимізації конструкції з уточненням схеми і розмірів, параметрів попереднього напруження і регулювання, характеристик матеріалів і т.д.

4) Перевірочні розрахунки конструкції за граничними станами з коректуванням зусиль і моментів у випадках необхідності.

5) Розрахунки деталей, що не роблять визначального впливу на конструкцію в цілому [3]. Розрахунок збірно-монолітних залізобетонних мостів, так само як сталі-залізобетонних прогонових будов, відрізняються підвищеною складністю, пов'язаною із стадійністю роботи, поєднанням специфіки попередньо напружених і звичайних залізобетонних конструкцій, внутрішньою статичною невизначеністю перерізів, необхідністю врахування як зовнішніх, так і внутрішніх силових чинників, з врахуванням впливу попередньої напруги і регулювання, впливом на роботу непружних деформацій тощо.

При проектуванні сталі-залізобетонних прогонових будов стадійність роботи перерізів регламентована нормативним документом [1]. Для збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів норми проектування мостів не передбачають розрахунок за двома стадіями, тому інженери змушені шукати вихід із становища, використовувати норми цивільного будівництва [4]. Стадійний розрахунок залізобетонної прогонової будови був виконаний при розробці проекту капітального ремонту моста на автомобільній дорозі Житомир – Чернівці км 216+920. Робочий проект ремонту мостового переходу розроблено за матеріалами обстеження і випробування, виконаних Львівським комплексним відділом ДерждорНДІ у 2004 році.

Мостовий перехід знаходиться біля с. Соколівка, був побудований в 70-х роках минулого століття. Обстеженням конструкцій моста було виявлено ряд дефектів, які є результатом корозійних процесів, експлуатаційних факторів та певних конструктивних недоліків. На рис. 1 показані основні дефекти існуючого мостового переходу.

За результатами обстеження було прийняте рішення про капітальний ремонт моста із заміною прогонових будов.

а)



б)



Рис. 1. Характерні дефекти прогонової будови мосту на автомобільній дорозі Житомир – Чернівці, км 216+920:

а – руйнування плити крайніх балок, оголення і корозія арматури; б – руйнування бетону торців балок та діафрагм, оголення і корозія арматури

В результаті виконаних вишукувань було запропоновано два варіанти капітального ремонту мосту:

Варіант 1. Влаштовується нерозрізна прогонова будова за схемою 15+18+15 м, прогонові будови виконуються із збірних залізобетонних балок І-подібного перерізу 3 Вет-90 виробництва заводу «З Бетони» (м. Калуш), об'єднаних монолітною плитою. При цьому влаштовуються нові опори на фундаментах з буронабивних паль, існуючі опори розбираються.

Недоліком варіанту № 1 є додаткові роботи по демонтажу крайніх та проміжних опор, значні земляні роботи по влаштуванню підходів.

Варіант 2. Влаштовується температурно-нерозрізна прогонова будова за схемою 3х14 м (зі збереженням існуючої схеми). Прогонові будови виконуються із збірних залізобетонних балок І-подібного перерізу 3 Вет-90 виробницт-

ва заводу «З Бетони» (м. Калуш), об'єднаних монолітною плитою. Існуючі опори зберігаються, з кожного боку влаштовуються по одній буронабивній palі, ригеля видовжуються, об'єднуючи нові буронабивні palі з існуючими опорами.

Перевагами варіанту № 2 у порівнянні з № 1 є незначні земляні роботи та менші затрати по влаштуванню опор при їх поширенні у порівнянні з будівництвом нових опор (рис. 2).

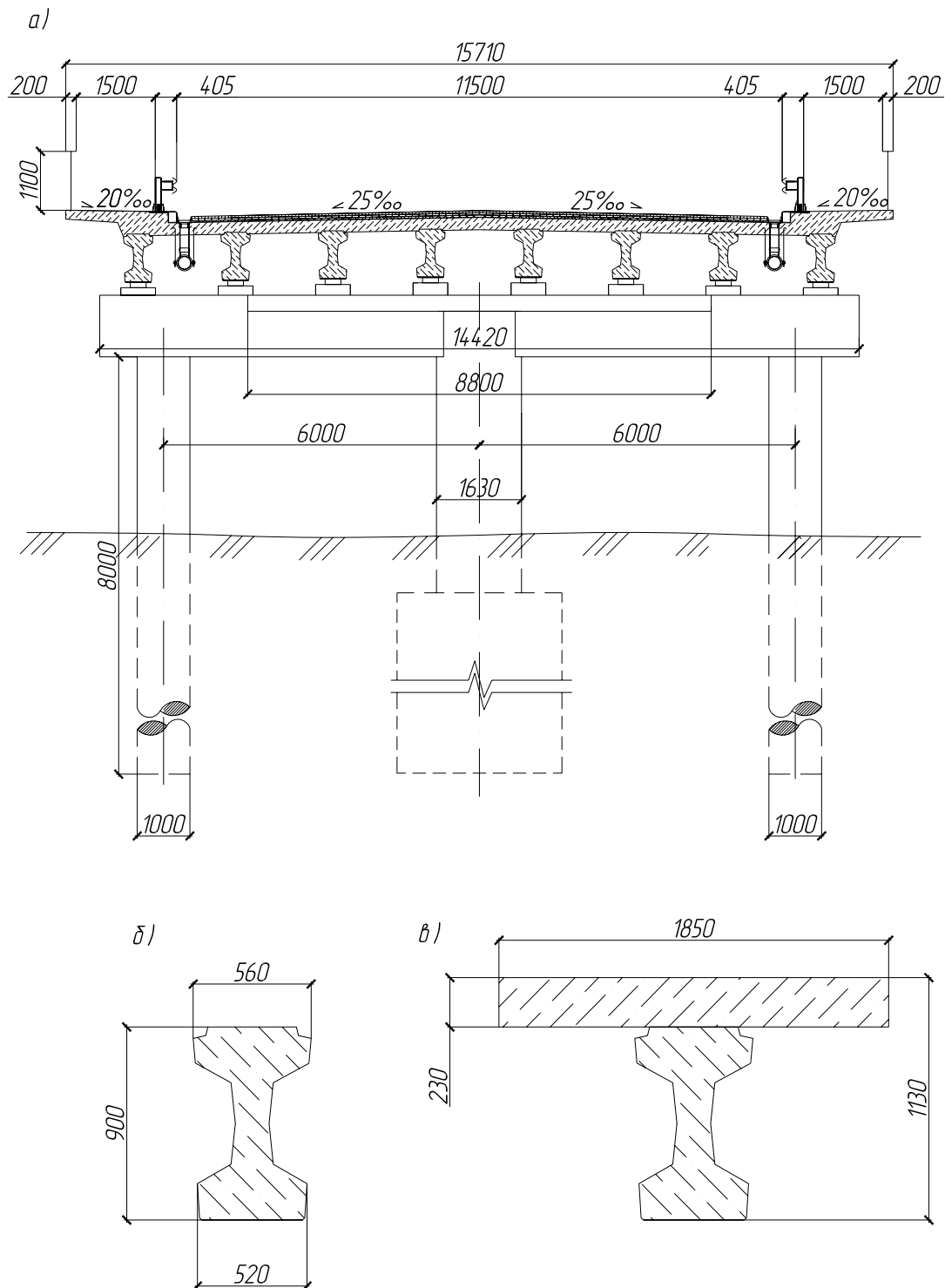


Рис. 2. Поперечний переріз мосту:

а) – поперечний переріз балки мосту на стадіях роботи: а – стадія 1; б – стадія 2

Розрахунок елементів прогонової будови проводився згідно вимогам [1].

Оскільки поперечний переріз збірно-монолітного мосту послідовно включається в робо-

ту, по аналогії з поперечним перерізом сталезалізобетонного моста, розрахунок треба виконувати по стадіях, кількість яких визначається кількістю частин перерізу, що включаються послідовно в роботу. В даному випадку розрахунок розділили на дві стадії роботи (див. рис. 2):

- робота збірної балки на технологічне навантаження від монолітного бетону плити, опалубки, робітників, тощо (див. рис. 2, б);
- робота об'єднаного перерізу на експлуатаційні навантаження згідно ДБН [1] (див. рис. 2, в).

Згідно ДБН [1] проведені всі необхідні розрахунки і перевірки елементів прогонової будови. Для врахування всіх впливів, які діють на елементи конструкції на двох стадіях роботи перерізу (тимчасове вертикальне навантаження, постійне вертикальне навантаження, попереднє напруження балок, сумісна для постійних навантажень і впливів при включенні монолітного бетону в роботу конструкції, сумісна для постійних і тимчасових навантажень усадка бетону, зміна температури тощо) розроблена кінцево-елементна модель прогонової будови моста (рис. 3).

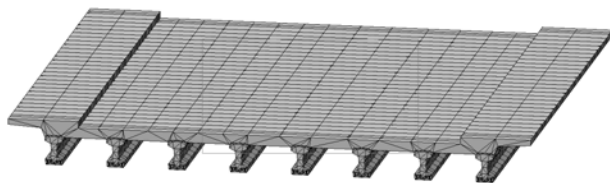


Рис. 3. Модель однопрогінної прогонової будови

Побудова такої моделі в ПК «Ліра» дозволяє реалізувати всі види впливів при розрахунку моста на всіх стадіях роботи перерізу.

При цьому можна чітко проаналізувати напружено-деформований стан конструкції. Особливо це важливо для першої стадії роботи, оскільки балка І-подібного перерізу не має розвинutoї верхньої полицки, відповідно характеристики жорсткості в неї нижче, ніж у традиційної уніфікованої балки. Тому необхідна обов'язкова перевірка такого типу балок за двома групами граничних станів до включення монолітної плити в спільну роботу. Ці підходи були реалізовані при проектуванні даного моста. В процесі розрахунку балок було встановлено, що перша стадія роботи є більш не вигідною для такої балки.

Технологічні навантаження, які діють на балку, вибирають попередній вигин балки (знижують попередній обтиск) на більш не вигідну, ніж це відбувається при роботі моста на повне навантаження від власної ваги А15 (рис. 4). Для

даного моста при прогоні 14 м погашення попереднього напруження не відбулось, хоча цілком ймовірно, що для більших прольотів саме на першій стадії роботи в збірних балках можуть утворюватись тріщини.

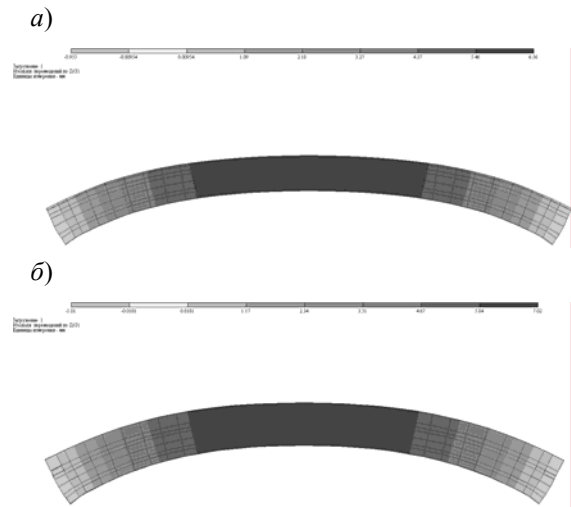


Рис. 4. Ізолінії залишкових вигинів балки на стадіях роботи:
а – стадія 1; б – стадія 2

Висновок

При розрахунку збірно-монолітних прогонових будов необхідно враховувати стадійність включення в роботу окремих елементів прогонової будови. Особливо це важливо для балок нового типу І-подібного перерізу без розвинутої верхньої полицки, для яких розрахунок по першій стадії може бути визначальним. Це вимагає проведення додаткових досліджень з подальшою розробкою доповнень до ДБН [1] для розрахунку конструкцій такого типу.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Введ. 2006-06-05. – К.: Мін. Буд-ва, архітект. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
2. Гольшев, А. Б. Расчёт сборно-монолитных конструкций с учетом фактора времени [Текст] / А. Б. Гольшев, П. В. Полищук, Ю. А. Колпаков.
3. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст].
4. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций [Текст]: Справочное пособие к СНиП 2.03.01-84.
5. Стрелецкий, Н. Н. Сталезалезобетонные пролётные строения мостов [Текст] / Н. Н. Стрелецкий.

Надійшла до редколегії 16.03.2010.

Прийнята до друку 24.03.2010.

АНАЛІЗ МОДЕЛЕЙ РОЗРАХУНКУ ТРУБ СИСТЕМИ «КОНСТРУКЦІЯ-ГРУНТ»

Останнім часом в країнах Європи набули поширення конструкції гнучких труб та труб-мостів, несна здатність яких забезпечується завдяки пасивному опору ґрунту. В статті представлено аналіз існуючих моделей розрахунку гнучких труб, що працюють як система «конструкція-ґрунт», та наведено приклад розрахунку такої конструкції в програмному комплексі SCAD.

В последнее время в странах Европы стали чаще применяются конструкции гибких труб и труб-мостов, несущая способность которых обеспечивается пассивным сопротивлением грунта. В статье представлен анализ существующих моделей расчета гибких труб, работающих как система «конструкция-грунт», приведен пример расчета такой конструкции в программном комплексе SCAD.

Recently in the European countries the designs of flexible pipes and pipe bridges, the bearing capacity of which is provided by passive resistance of soil, have found more applications. The paper presents an analysis of existing models for calculating flexible pipes working as a system «construction-soil». The numerical example for calculating such construction design using software package SCAD is given.

Постановка проблеми

Робота присвячена аналізу моделей розрахунок труб і труб-мостів типу «конструкція-ґрунт». Введемо два специфічних терміни, що застосовуються в цій роботі: структура «конструкція-ґрунт» – споруда у якій конструкція оболонки труби виконується гнучкою, і її стійкість під зовнішнім навантаженням забезпечується повністю за рахунок пасивного опору ґрунту; труба-міст – структура «конструкція-ґрунт» отвором 6...14 м для пропуску водотоку або транспорту, пішоходів, свійських та диких тварин.

Матеріалом таких конструкцій частіш за все є сталь або пластик. Зауважимо, що для труб-мостів сьогодні нерідко застосовуються також тонкостінні залізобетонні оболонки.

В останні два-три десятиріччя у всьому світі споруди «конструкція-ґрунт» набули широкого застосування в силу їх високої ефективності. Ці споруди поступово проникають і в транспортне будівництво України.

Такі труби мають незвичайну для теорії споруд розрахункову схему роботи конструкції в ґрунті. В силу того, що конструкція оболонки труби виконується гнучкою, її стійкість під зовнішнім навантаженням забезпечується за рахунок пасивного опору ґрунту (звідки і назва споруди: «конструкція-ґрунт»). Тобто, споруда може працювати тільки після засипки ґрунтом, а її напружено-деформований стан суттєво залежить від фізичних і механічних характеристик ґрунту.

За поперечним перерізом конструкції поділяються передусім на замкнуті і незамкнуті. В свою чергу, замкнуті контури описуються кривими у вигляді: кола, еліпса, овоїда та інших, більш складних кривих. Не замкнуті перерізи утворюються як частини названих кривих, або ж як складені, які окрім кривих мають доповнення прямолінійними елементами.

В цій роботі розглядаються аналітичні моделі напружено-деформованого стану труб типу «конструкція-ґрунт» замкнутого кільцевого перерізу. В чому проблема?

Проектувальники України не мають досвіду проектування споруд «конструкція-ґрунт». Сьогодні перед проектувальником труби такого типу постає непроста задача вибору аналітичної моделі напружено-деформованого стану. Літератури з розрахунку таких споруд практично немає. Наукоємна, вельми повчальна книга «Металлические гофрированные трубы под насыпями» [1], що вийшла в 1973 р. за редакцією проф. М. М. Колоколова (книга нині є бібліографічною рідкістю!), містить детально числову модель розрахунку за методом сил, запропоновану свого часу О. О. Потапкіним. Ця громіздка модель в сучасних умовах не застосовується. Інші моделі, що наведені в докладному огляді, мають описовий характер і не можуть бути використаними безпосередньо.

Ще одна модель, що наведена в російській літературі, – модель нормативного документу 1978 р. ВСН 176-78 [2]. Розрахунок за моделлю, викладеною в ВСН, є апробований часом, застосовується і буде застосовуватися в майбу-

тньому. Нижче ця модель розглядається детально.

В зарубіжній літературі проблема моделювання напружено-деформованого стану таких труб описується досить широко. Для прикладу наведемо посилання на монографію 2008 р. професора Вроцлавського технологічного університету Ч. Машельського [3] та фундаментальний підручник з будівельної механіки труб авторів Р. К. Ваткінса та Л. Р. Андерсона [4].

Загалом, більш-менш відомих моделей «конструкція-грунт» розрахунку труб замкнутого кільцевого перерізу є біля 20. Їх, дещо умовно, можна розділити на дві групи. Перша – моделі, за якими в конструкції оболонки допускаються пластичні шарніри. Це, як правило, моделі вчених Радянської школи. Друга група моделей зарубіжних вчених США, Канади, Норвегії, в яких приймається більш обережна пружна схема роботи труби. Зрозуміло, що зробити вибір серед такої кількості моделей без попереднього аналітичного дослідження є складним. Саме таке дослідження і є глобальною метою цієї роботи.

Ми маємо намір представити тут принципи побудови моделей «конструкція-грунт» та огляд найбільш розповсюджених з них, їх аналіз і, в такий спосіб, надати проектувальнику можливість свідомого вибору моделі.

Формулювання задачі статичного розрахунку структури «конструкція-грунт»

Структура, що розглядається, має дві принципові особливості напружено-деформованого стану:

- перша - в процесі навантаження гнучка, малої жорсткості оболонка конструкції деформується і єдиною перешкодою цим деформаціям є пасивний опір ґрунту;
- друга – розрахунковий переріз контуру труби не здатний нести моменти, тобто може працювати тільки на стиснення. Отже центральною задачею статичного розрахунку є визначення стискальних сил в перерізах конструкції труби і деформацій контуру при яких в перерізах не виникають (або є нехтовно малими) згинальні моменти.

Всі аналітичні моделі статичного розрахунку структури «конструкція-грунт» кільцевої форми базуються на гіпотезах:

- від тимчасового дорожнього навантаження і власної ваги стовпа засипки труби та пасивного опору ґрунту повздовжній переріз кільцевої конструкції в ґрунті є стисненим. По-

ява напружень розтягу в крайніх волокнах перерізу не допускається;

- радіальні деформації контуру перерізу є незначними по відношенню до діаметра кільця, а відтак, згинальні моменти в кільці приймаються нульовими і переріз кільця працює на центральне стиснення.

Базуючись на цих фундаментальних гіпотезах, аналітична модель встановлює залежність між зовнішнім навантаженням труби та пасивним опором ґрунту, таким, що забезпечує рівномірне центральне стиснення перерізу контуру труби. Одночасно, обмеження радіальних деформацій контуру труби має забезпечити стійкість оболонки труби.

Отже умови, що гарантують експлуатаційну надійність гнучких труб (за статичною рівновагою) мають вид:

$$q \leq q_p; \quad (1a)$$

$$\Delta D \leq \Delta D_p, \quad (1б)$$

де q – зовнішнє радіальне навантаження на кільце; q_p – граничне радіальне навантаження на кільце; ΔD – радіальна деформація кільця; ΔD_p – гранична радіальна деформація кільця.

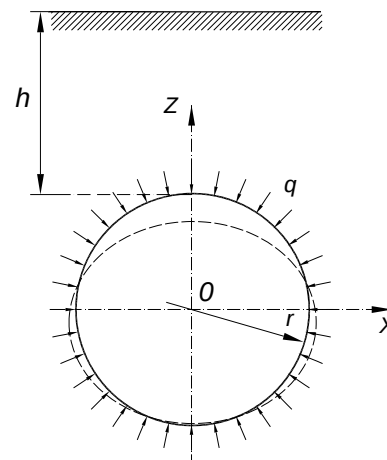


Рис. 1. Розрахункова схема кільця під рівномірно розподіленим тиском q

Критерії статичної рівноваги (1) для ідеалізованої розрахункової схеми рівномірно розподіленого навантаження q по контуру кільця (рис. 1) отримані з наступних рівнянь.

Диференціальне рівняння рівноваги кільцевого бруса в полярних координатах має вид:

$$\frac{d^2 \omega}{d\theta^2} + \omega = -\frac{M}{EI} r^2, \quad (2)$$

де ω – радіальне переміщення; θ – кутова координата перерізу; M – згинальний момент;

EI – жорсткість перерізу на згин; r – радіус кільця.

Якщо виразити момент в (2) через зовнішнє навантаження кільця q (див. рис. 1)

$$M = qr\omega \quad (3)$$

та ввести параметр

$$n = \sqrt{1 + \frac{qr^3}{EI}}, \quad (4)$$

то рівняння (2) зводиться до виду:

$$\frac{d^2\omega}{d\theta^2} + n^2\omega = 0. \quad (5)$$

Загальний інтеграл рівняння (5) має вид:

$$\omega = C_1 \cos n\theta + C_2 \sin n\theta. \quad (6)$$

Постійні C_1 і C_2 визначимо з граничних умов:

при $\theta = 0 \quad \frac{d\omega}{d\theta} = 0, \quad (7a)$

та при $\theta = \frac{\pi}{2} \quad \frac{d\omega}{d\theta} = 0. \quad (7b)$

З умови (7a) отримаємо $C_2 = 0$, з умови (7b) маємо:

$$-nC_1 \sin \frac{n\pi}{2} = 0. \quad (8)$$

При втраті стійкості кільцевий брус має згин, отже ні $C_1 \neq 0$, ні $n \neq 0$, тобто в рівнянні (8) тільки $\sin \frac{n\pi}{2} = 0$. Це може бути за таких значень аргументу:

$$\frac{n\pi}{2} = \pi, 2\pi, 3\pi \dots \quad (9)$$

Зі співвідношення (9) витікає, що мінімальне значення параметра $n = 2$. Тоді з (4) при $n = 2$ визначається мінімальне критичне навантаження q_{cr} :

$$\sqrt{1 + \frac{q_{cr}r^3}{EI}} = 2; \quad q_{cr} = \frac{3EI}{r^3}. \quad (10)$$

В цій моделі стискальне зусилля в довільному перерізі кільця на одиницю довжини труби дорівнює навантаженню з однієї половини труби

$$N = qr. \quad (11)$$

За цим зусиллям визначається необхідна площа поперечного перерізу.

Моделі, що розглядаються нижче, відрізняються від цієї академічної тим, що містять в собі також модель пасивного опору ґрунту, який, в загальному випадку, не є рівномірно розподіленим по контуру оболонки труби. Проте критерії (1a), (1б) та (10) є фундаментальними, і вони мають перевіряються при розрахунку системи «конструкція-ґрунт». Зрозуміло, що названі критерії для різних моделей дещо відрізняються. В задачі нашого дослідження входить порівняння моделей за названими критеріями.

Аналіз моделей

Модель М. Шпенглера (Spangler, M. G.)

Це класична модель, найбільш розповсюджена в світі. Була запропонована в 1941 р. [5] і успішно застосовується і понині. Побудована на основі чисельних натурних експериментів, які виконувались в 30-х роках минулого століття деканом Університету штату Айова США Ансоном Марстоном (Anson Marston) модель часто називається «теорія Марстона-Шпенглера» або «формула Айова». Гіпотези, покладені в основу моделі, формулюються так:

- вертикальне навантаження по верху труби є рівномірно-розподіленим на ширині $D = 2r$ (рис. 2);

- горизонтальний пасивний опір ґрунту по боковим сторонам труби на секторі в 100° , прийнято за параболою з максимальною ординатою p_x ;

- вертикальне зменшення діаметру труби приймається таким, що дорівнює горизонтальному $d_1 = \Delta x$.

Максимальна ордината горизонтального тиску ґрунту визначається залежністю:

$$p_x = \frac{\Delta x \cdot E'}{2r}, \quad (12)$$

де Δx – горизонтальна лінійна деформація кільця; E' – модуль горизонтальної деформації ґрунту (модуль пасивної деформації ґрунту).

Горизонтальна деформація труби Δx визначається за формулою:

$$\Delta x = K_1 \frac{K_B P_c r^3}{E_p I_p + 0,061 E' r^3}, \quad (13)$$

де K_1 – емпіричний коефіцієнт, що враховує появу додаткових радіальних деформацій, ви-

кликаних довготривалими процесами в ґрунті засипки; K_B – коефіцієнт умов обпирання труби на фундамент; P_c – вертикальне навантаження від ґрунту та тимчасового навантаження на одиницю довжини труби; r – середній радіус труби; E_p – модуль пружності матеріалу труби; I_p – момент інерції перерізу труби на одиницю довжини труби; E' – модуль горизонтальної деформації ґрунту засипки, $E' = e_p r$; e_p – модуль пасивного опору (відношення горизонтального тиску до пружної деформації).

Коефіцієнт умов роботи труби на фундаменті K_B в формулі (13) залежить від кута постелі труби α (рис. 2). Він змінюється в границях $[0,083 \dots 0,110]$. Для випадку фундаменту, що не змінює свою щільність в процесі експлуатації, приймають $K_B = 0,1$.

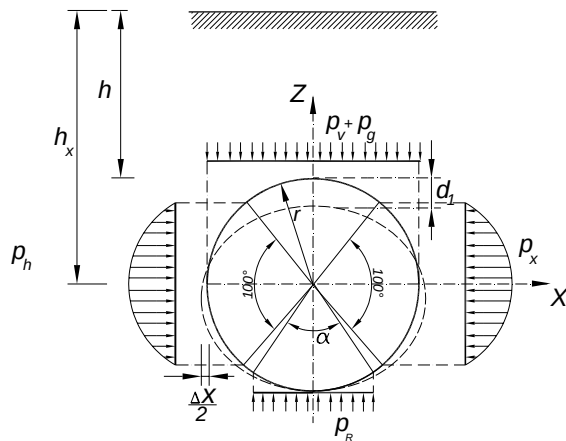


Рис. 2. Модель Шпенглера

Вертикальне навантаження від ґрунту та тимчасового навантаження на одиницю довжини труби:

$$P_c = 2r(p_v + p_g), \quad (14)$$

де p_v – вертикальне тимчасове рівномірно-розподілене на довжині $2r$ навантаження від рухомого транспорту; p_g – вертикальне рівномірно-розподілене на довжині $2r$ навантаження від власної ваги ґрунту.

Коефіцієнт що враховує появу додаткових радіальних деформацій викликаних довготривалими процесами в ґрунті засипки K_1 приймається рівним 1,5. В сучасних спорудах, де засипку виконують ґрунтом спеціально підібраного гранулометричного складу приймають $K_1 = 1,0$.

Стискальне вертикальне зусилля в перерізі кільця площиною XOY на одиницю довжини труби дорівнює половині навантаження від ґрунту та тимчасового навантаження

$$N = r(p_v + p_g). \quad (15)$$

Проектування оболонки труби зводиться до задоволення нерівностей (1а) та (1б). При цьому до постійних і тимчасових навантажень вводяться відповідні коефіцієнти надійності. Коефіцієнт надійності стиснених перерізів не вводиться. Проте виконується контроль величини напружень розтягу в крайніх волокнах перерізів. Моменти в перерізах мають значення:

$$M = 0,08pr^2, \quad (16)$$

де $p = p_v + p_g$ – повне рівномірно-розподілене вертикальне навантаження на довжині $2r$.

Модель ВСН 176-78

Ця модель, прийнята в нормативному документі ВСН 176-78 [2], орієнтована на розрахунок сталених гофрованих труб.

Гіпотези покладені в основу моделі формулюються таким чином:

- вертикальне навантаження по верху труби є рівномірно-розподіленим на ширині $D = 2r$ (рис. 3);
- пасивний опір ґрунту розподілено по частині деформованого контуру труби;
- в граничному стані в оболонці труби утворюються пластичні шарніри;
- умовою міцності за першим граничним станом системи «конструкція-ґрунт» є задоволення нерівності

$$q \leq q_p, \quad (17)$$

де q – розрахункова інтенсивність вертикального тиску ґрунту на трубу від постійних і тимчасових навантажень; q_p – розрахункова інтенсивність пасивного опору ґрунту (несуча здатність труби) за умови статичної рівноваги системи «конструкція-ґрунт».

Розрахункова інтенсивність – несна здатність труби визначається залежністю:

$$q_p = K_{yb} \cdot q_{1,p}, \quad (18)$$

де K_{yb} – коефіцієнт збільшення несної здатності труби за рахунок пружного пасивного опору ґрунту:

$$K_{yb} = 1 + \frac{12,1 \cdot 10^{-4}}{\sqrt{G}}; \quad (19)$$

$q_{1,p}$ – розрахункова несна здатність труби заданої марки сталі в умовах без ґрунту засипки:

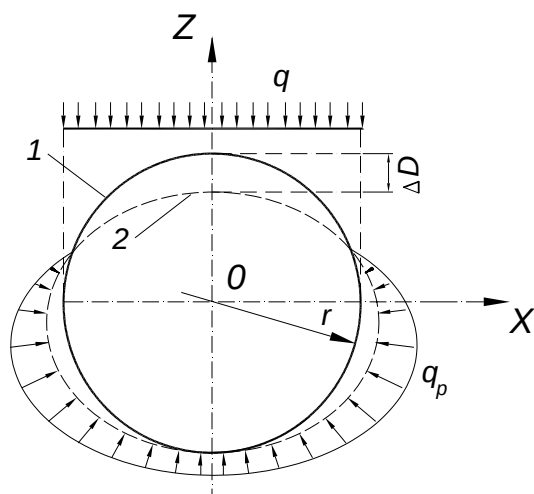


Рис. 3. Модель ВСН 176-78:
1 – недеформований контур труби;
2 – деформований контур труби

$$q_{1,p} = 0,032 \cdot 10^{16} \frac{W^2}{D^2}; \quad (20)$$

W – момент опору повздовжнього (на одиницю довжини труби) перерізу оболонки; D – діаметр труби по середній лінії гофрів; G – узагальнений показник жорсткості системи «конструкція-грунт»:

$$G = \frac{W}{D^2 E_{gr}}; \quad (21)$$

E_{gr} – компресійний модуль деформації ґрунту засипки.

Граничне горизонтальне збільшення діаметра труби, що відповідає статичній рівновазі системи визначається залежністю аналогічній (13), отриманої для випадку епюри q_p за рис. 3:

$$\Delta D' = \frac{1,1 q_p D^3}{0,96 EI + 0,0052 E_{gr} D^3}, \quad (22)$$

де E – модуль пружності сталі; I – момент інерції повздовжнього перерізу на одиницю довжини труби; q_p – характеристичне значення інтенсивності пасивного опору ґрунту за умови статичної рівноваги системи «конструкція-грунт».

Розрахунок труби на загальну стійкість за критерієм (10) зводиться до перевірки стисненого перерізу на дію розрахункової стискальної сили, з урахуванням коефіцієнта зниження несучої здатності з метою запобігання втрати стійкості оболонки труби. При цьому приймається, що оболонка є під дією *рівномірно-розповсюдженого навантаження по контуру труби*. Значення цього навантаження прийма-

ється рівним розрахунковій інтенсивності вертикального тиску ґрунту на трубу від постійних і тимчасових навантажень q . Умова стійкості має вид:

$$\frac{N}{\phi A} \leq 0,7 R_0, \quad (23)$$

де A – площа поперечного перерізу оболонки на одиницю довжини труби; ϕ – коефіцієнт зниження несучої здатності; R_0 – розрахунковий опір сталі на дію осевих сил; N – розрахункова, нормальна до перерізу, центрально прикладена сила

$$N = \frac{qD}{2}; \quad (24)$$

де q – як і в нерівності (17), є розрахункова інтенсивність вертикального тиску ґрунту на трубу від постійних і тимчасових навантажень.

В нормативному документі ВСН 176-78 [2] наведено детально визначення коефіцієнта зниження несучої здатності ϕ .

Нескладно показати, що з точністю до постійного множника, нерівність (23) є критерієм (10).

Модель рівномірно обтисненого кільця

Ще одна широко розповсюджена модель носить назву «Теорія обтисненого кільця» (The Ring Compression theory). Автори цієї моделі Г. Вайт і Дж. Лауер [6] теоретично і експериментально показали, що нелінійна епюра горизонтального пасивного опору ґрунту по боковим сторонам труби в моделі Шпенглера (рис. 2) несуттєво впливає на загальний напружено-деформований стан оболонки труби. А відтак, при відповідно ущільненому ґрунті засипки і висоті засипки $h \geq 0,125D$ (рис. 1), класична модель (2) може застосовуватись з достатньою для практики точністю.

Значення рівномірно-розподіленого навантаження по контуру кільця в моделі приймається рівним

$$q = (p_v + p_g), \quad (25)$$

де p_v – вертикальне тимчасове рівномірно-розподілене на довжині $2r$ навантаження від рухомого транспорту; p_g – вертикальне рівномірно-розподілене на довжині $2r$ навантаження від власної ваги ґрунту.

Ця модель вже довгі роки прийнята в нормах проектування мостів США [7] і Канади [8].

Числовий приклад

Розрахунок сталевий гнучкої труби $d = 2$ м з хвилястим профілем стінки (рис. 4) виконано в програмному комплексі SCAD, що реалізує метод скінченних елементів.

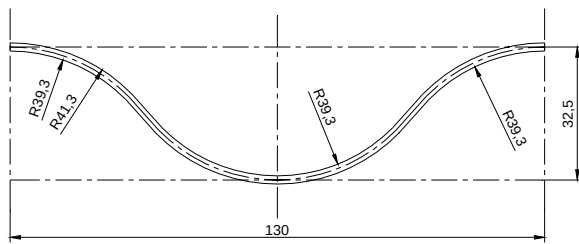


Рис. 4. Поперечний профіль стінки труби

Для розв'язку задачі в плоскій постановці було створено розрахункову схему, що являє собою поєднання 3-х та 4-х кутних плитних елементів для моделювання ґрунтового масиву та бетонної основи, а також стержнів плоскої рами – для моделювання кільця труби (рис. 5). Для розподілу зосереджених сил навантаження НК100 було введено допоміжні стержневі елементи на поверхні ґрунтового масиву з фізико-механічними характеристиками, що відповідають асфальтобетонному покриттю. Для відтворення кругової поверхні труби загальну довжину кола було поділено на 24 стержневих елементи, кожен довжиною 0,26 м.

Для забезпечення геометричної незмінюваності системи на крайні вузли по нижній та боковим граням ґрунтового масиву було накладено зв'язки, що обмежують відповідно вертикальні та горизонтальні переміщення.

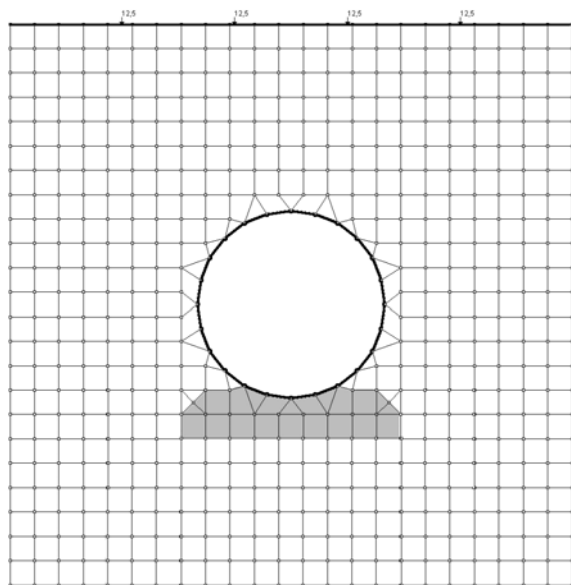


Рис. 5. Розрахункова схема гнучкої труби в середовищі комплексу SCAD

Значення розрахункових навантажень, прикладених до розрахункової схеми, приведені до 1 м довжини труби, тому величина зосередженої сили від колеса НК100 дорівнює 12,5 т. Тиск на кільце від власної ваги ґрунту розраховується в програмному комплексі SCAD автоматично шляхом введення врахування власної ваги елементів. Епюра згинальних моментів та поздовжніх сил зображена на рис. 6 та 7.

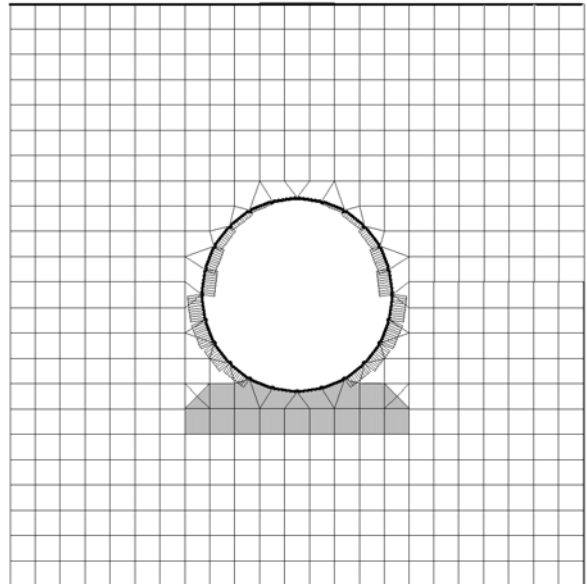


Рис. 6. Епюра поздовжніх сил в кільці гнучкої труби

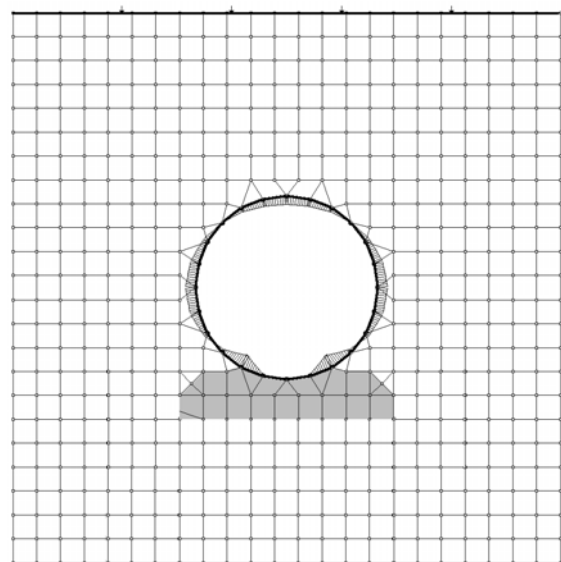


Рис. 7. Епюра згинальних моментів в кільці гнучкої труби

Розподіл напружень в ґрунтовому масиві та поле переміщень вузлів розрахункової схем від сумісної дії постійних та тимчасових навантажень зображено на рис. 8 та рис. 9.

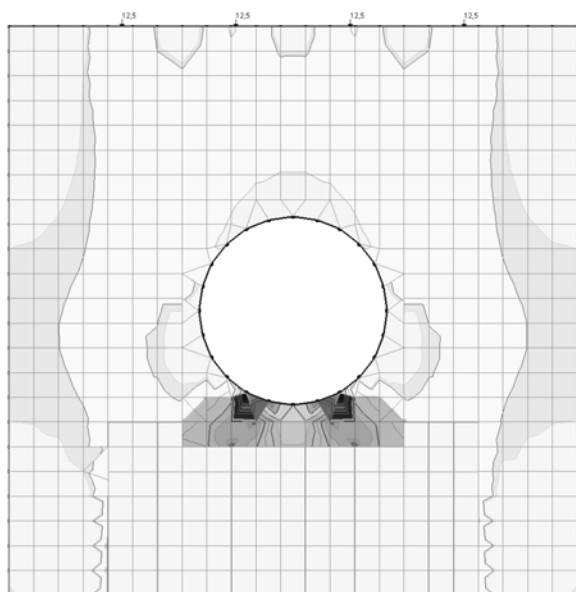


Рис. 8. Поле напружень NZ

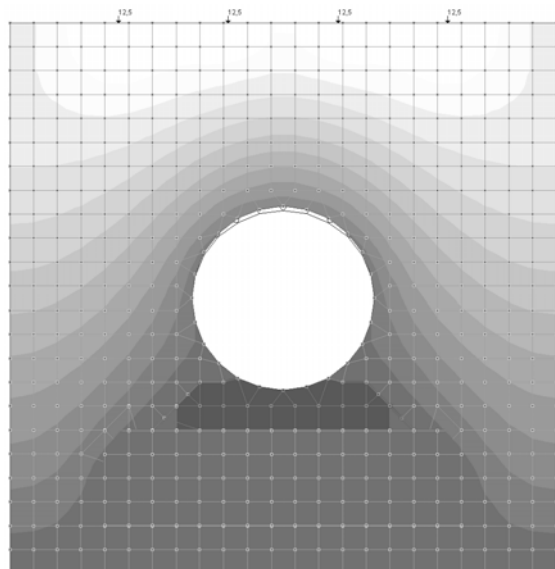


Рис. 9. Поле сумарних переміщень

БІБЛЮГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Металлические гофрированные трубы под насыпями [Текст] / Н. М. Колоколов и др. – М.: Транспорт, 1973.
2. Инструкция по проектированию и постройке металлических гофрированных водопропускных труб [Текст]: ВСН 176-78. / Минтрансстрой СССР. – М.: 1978.
3. Machelski, C. Modelowanie mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych [Текст] / C. Machelski. – Wrocław: Dolnoslaskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2008.
4. Watkins, R. K. Structural mechanics of buried pipes [Текст] / R. K. Watkins, L. R. Anderson. – CRC Press LLC, USA. – 2000.
5. Spangler, M. G. The structural design of flexible pipe culverts [Текст] / M. G. Spangler // Iowa Eng. Exp. Station Bulletin. – 153. – Iowa State, 1941.
6. White, H. L. Corrugated Metal conduit as compressing ring [Текст] / H. L. White, J. P. Layer // Proc., Highway Research Board. – 1960. – 39. – P. 389-397.
7. AASHTO, Section 12, Soil-Corrugated Metal Structure Interaction Systems, American Association of State Highway and Transportation Officials [Текст]. – Washington, D.C., 2000.
8. Ontario Highway Bridge Design Code, Section 12, Soil-Corrugated Metal Structure Interaction System, Ministry of Transportation & Communication [Текст]. – Ontario, 1996.

Надійшла до редколегії 20.04.2010.

Прийнята до друку 23.04.2010.

СТВОРЕННЯ АДЕКВАТНОЇ МОДЕЛІ ДЛЯ РОЗРАХУНКІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ З ВИКОРИСТАННЯМ ПК «ЛІРА»

У статті наведено аналіз можливості використання запропонованої скінченно-елементної моделі при розрахунках прогонових будов мостових споруд.

В статье приведен анализ возможности применения предложенной конечно-элементной модели при расчетах пролетных строений мостовых сооружений.

The analysis of application possibility for the offered finite-element model in calculations of bridge spans is offered in this article.

Проблемою побудування адекватної моделі конструкції займалися такі науковці, як Вайнберг Д. В., Городецький А. С., Варвак П. М., Деклу, Клаф Р., Постнов В. А., Рейтман М. І., Розин Л. А., Тимошенко С. П., Шмуклер В. С. та інші [1–3]. Вибір моделі для розрахунку конструкцій визначається декількома факторами, серед яких – якомога більш точний збіг теоретичних результатів розрахунку з даними випробування та мінімізація витрат часу на створення розрахункової моделі.

Для того щоб зробити висновок про можливість впровадження моделі, що пропонується для розрахунку прогонових будов, необхідне підтвердження її адекватності шляхом порівняння отриманих результатів розрахунку моделі з результатами натурних випробувань реальних конструкцій та результатами, які отримані іншими методами [4, 5].

Порівняння результатів розрахунку обраної моделі та інших методів було проведено за даними, які були отримані при обстеженні та випробуванні прогонової будови шляхопроводу у м. Суми. Обстеження і випробування цієї конструкції було виконано кафедрою мостів, конструкцій та будівельної механіки ХНАДУ у 2008 році, які проводились відповідно з діючими на той час нормативними документами [6, 7].

Повна довжина шляхопроводу складає 58,98 м. Габарит – 11,05 м, тротуари – 2×1,90...1,93 м. Тип конструкції шляхопроводу – трьохпрогоновий, збірний, залізобетонний, розрізний. В поперечному перерізі прогонів встановлено по дев'ять балок за типовим прое-

ктом 122-63 довжиною 14,06 м в першому прогоні та 22,16 м в наступних прогонах.

В якості випробувального навантаження використовувались чотири автомобілі КрАЗ та два автомобілі КАМАЗ, які встановлено за трьома схемами поетапного завантаження конструкції. Результати випробувань наведені в табл. 1.

Інструментарієм для створення моделі було обране середовище ПК «Ліра» [8]. В основі обраної скінченно-елементної моделі лежить уявлення прогонової будови у вигляді елементів балкового ростверку, у якому поперечний переріз поздовжніх балок (ребер) задається у вигляді таврів (або двотаврів відповідного до типового перерізу балок), а поперечних балок (діафрагм) у вигляді прямокутників. На рис. 1 наведено схему скінченно-елементної моделі прогонової будови довжиною 22,16 м. Шаг головних балок (1) та шаг діафрагм (2) прийнято за результатами натурних обстежень споруди.

Поперечний та приведений перерізи балки наведено на рис. 2. Для урахування дійсної конструкції, при моделюванні прогонової будови у вигляді стрижньової системи, вводимо приведений модуль деформації, який враховує наявність в перерізі крім бетону арматурних пучків.

Момент інерції приведенного перерізу балки, для скінченно-елементної моделі $I_{\text{прив}} = 5591333 \text{ см}^4$. Момент інерції приведенного перерізу балки з урахуванням арматури $I_{\text{прив арм}} = 8116393,9 \text{ см}^4$.

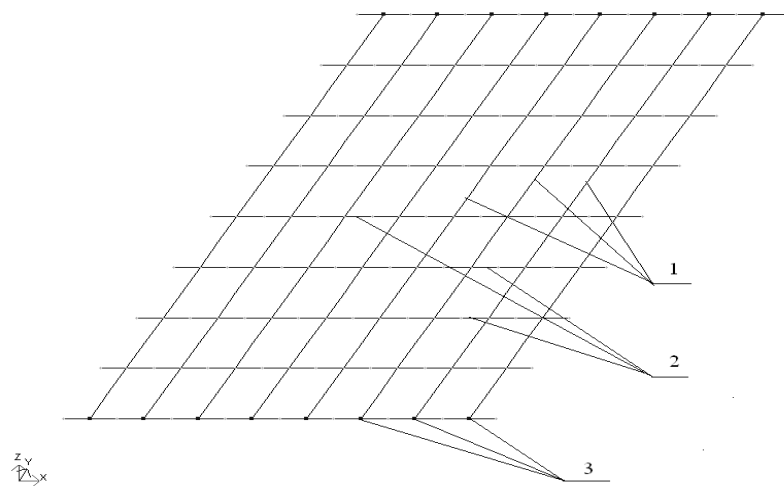


Рис. 1. Схема скінченно-елементної моделі прогонової будови в ПК «Ліра»:
1 – поздовжні балки; 2 – діафрагми; 3 – опорні частини

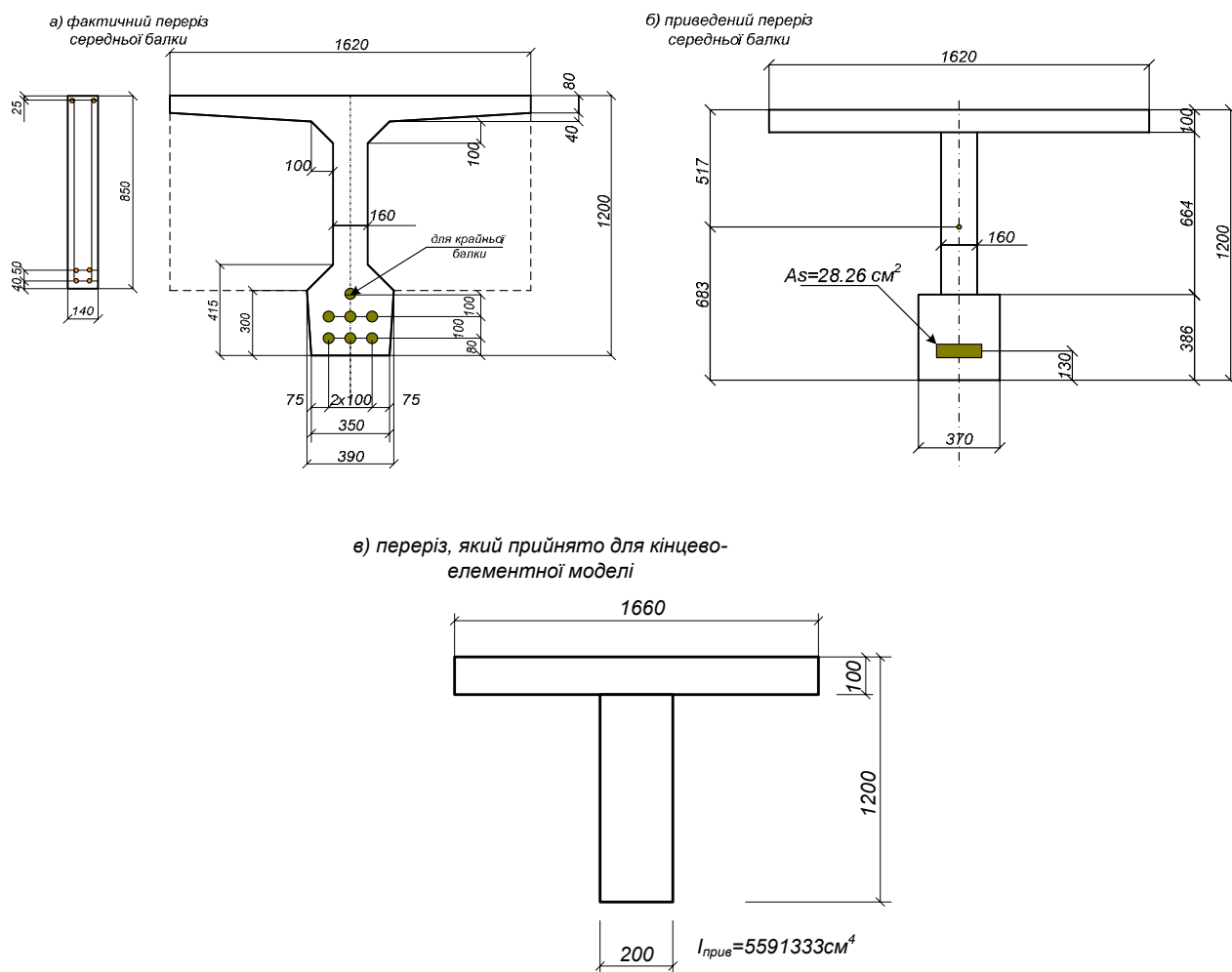


Рис. 2. Дійсний та приведені поперечні перерізи головної балки прогонової будови по ТП 122-63, довжиною 22,16 м

Коефіцієнт переведення модуля деформації матеріалу балки

$$n = \frac{I_{\text{прив арм}}}{I_{\text{прив}}} = \frac{8116393,9}{5591333} = 1,45 ;$$

$$E_{\text{прив}} = E_{\text{б}} \cdot n = 360000 \cdot 1,45 = 5,23 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2 .$$

Запропоновану модель було завантажено випробувальними навантаженнями. В результа-

ті розрахунку моделі, крім іншого, були отримані прогини головних балок. Для більш репрезентативного порівняння, розрахунок прогонової будови було також виконано за методами Лукіна М. П. та Кожушко В. П. Всі отримані результати зведені в табл. 1 та представлені у вигляді ліній прогинів для другої та третьої схем навантаження (рис. 3).

Таблиця 1

Порівняння прогинів головних балок, які отримані за різними методиками, від 3-х схем завантаження

№ балки	Прогини (см)			
	«Ліра»	Експериментальні	Метод Лукіна	Метод Кожушко
1	0,024	0,05	0,032	0,057
	0,03	-0,014	0,0025	0,06
	-0,396	-0,362	-0,345	-0,27
2	0,017	0,0233	-0,00315	0,0096
	-0,088	-0,124	-0,0975	-0,0715
	-0,512	-0,488	-0,41	-0,381
3	-0,038	-0,018	-0,0385	-0,029
	-0,218	-0,324	-0,17	-0,175
	-0,596	-0,547	-0,44	-0,437
4	-0,097	-0,0904	-0,1046	-0,086
	-0,366	-0,324	-0,25	-0,289
	-0,65	-0,597	-0,498	-0,494
5	-0,177	-0,144	-0,16	-0,1405
	-0,51	-0,45	-0,38	-0,376
	-0,694	-0,633	-0,533	-0,518
6	-0,274	-0,225	-0,2	-0,201
	-0,602	-0,53	-0,425	-0,431
	-0,704	-0,634	-0,534	-0,515
7	-0,359	-0,337	-0,26	-0,259
	-0,616	-0,537	-0,46	-0,453
	-0,658	-0,61	-0,51	-0,484
8	-0,4	-0,375	-0,29	-0,303
	-0,564	-0,483	-0,456	-0,44
	-0,562	-0,483	-0,456	-0,424
9	-0,397	-0,37	-0,332	-0,321
	-0,466	-0,415	-0,432	-0,397
	-0,431	-0,4	-0,399	-0,339

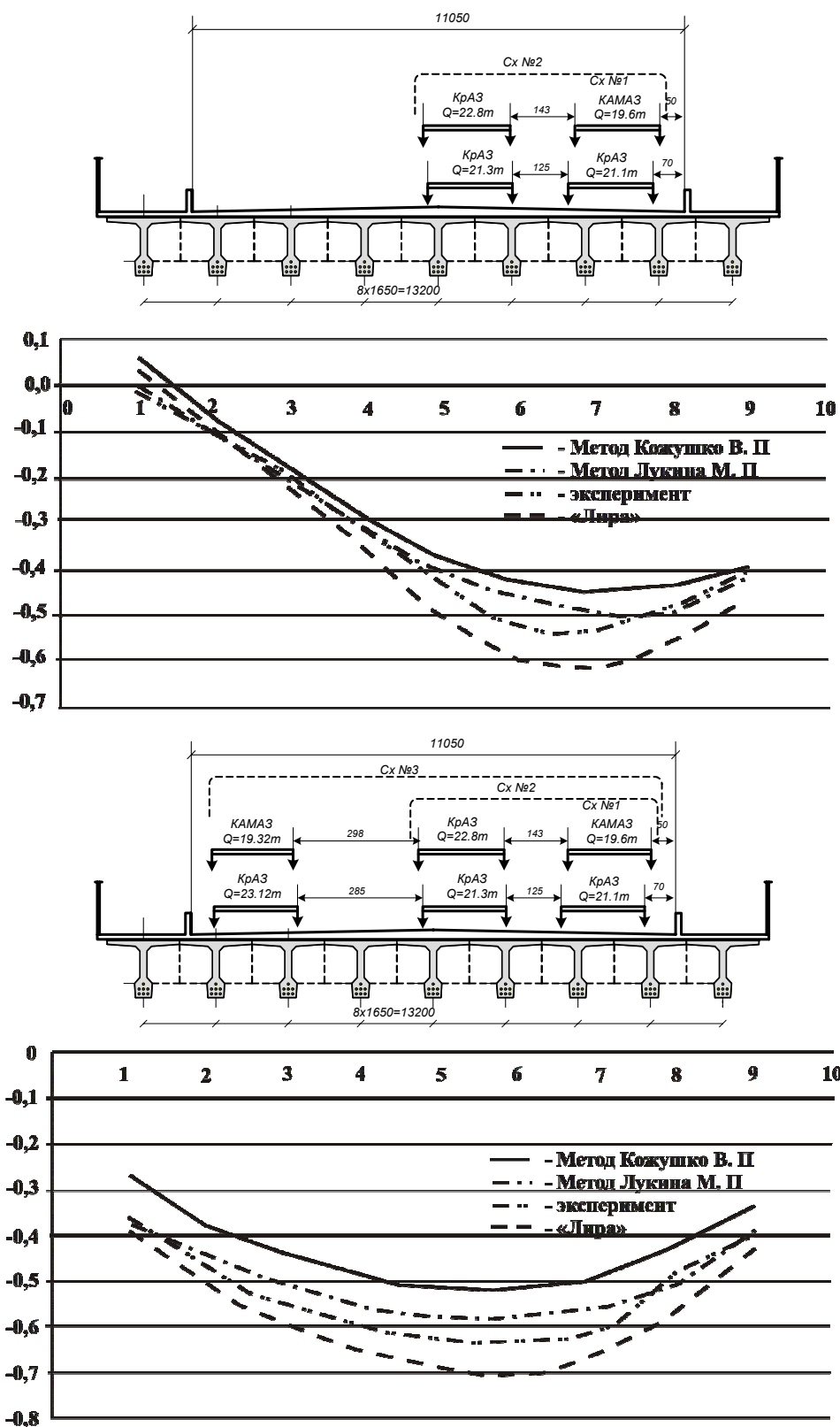


Рис. 3. Лінії прогинів головних балок від другої та третьої схем навантаження

Характер експериментальних та теоретичних прогинів, визначених за методиками Лукіна М. П., Кожушко В. П. та розрахунком скінченно-елементної моделі, є ідентичними, що свідчить про вірність обраної моделі для визна-

чення напружено-деформованого стану прогонової будови.

На підставі представленої моделі розроблено варіанти розрахункових схем для існуючих типових проектів діафрагмових прогонових будов (Випуск 56, Випуск 122-63, ВТП-16) різ-

них прогонів та габаритів. Що дозволяє скоротити витрати часу на виконання розрахунків під час обстежень та випробувань таких прогонових будов.

Використання запропонованої скінчено-елементної моделі дозволяє виконувати розрахунки з урахуванням їх існуючого стану. Тобто враховувати зміну геометричних характеристик, міцності матеріалів, розрахункової схеми та сучасних рухомих нормативних та наднормативних навантажень.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Зенкевич, О. К. Метод конечных элементов в технике [Текст] / О. К. Зенкевич. – М.: Мир, 1975. – 541 с.
2. Стренг, Г. Теория метода конечных элементов [Текст] / Г. Стренг, Дж. Фикс. – М.: Мир, 1977. – 349 с.
3. Шапиро, Д. М. Расчет балочных ребристых пролетных строений методом конечных элементов [Текст] / Д. М. Шапиро, А. В. Агарков // Научн. вестник Воронежского гос. архитектур.-строит. ун-та. Серия: Современные методы статического и динамического расчета зданий и сооружений. – 2005. – Вып. 2. – С. 51-69.
4. Российский, В. А. Примеры проектирования сборных железобетонных мостов / В. А. Российский, Б. П. Назаренко, Н. А. Словинский. – М.: Высш. шк., 1970. – 520 с.
5. Кожушко, В. П. О развитии пространственных методов расчета пролетных строений автомобильных мостов [Текст] // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2008. – Вип. 21. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2008. – С. 128-129.
6. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – К.: Міністерство буд-ва, арх. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 259 с.
7. ДБН В.2.3-6:2002. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування [Текст]. – К.: Міністерство буд-ва, арх. та житл.-комун. госп-ва, 2002. – 24 с.
8. Руководство пользователя «ЛИРА-WINDOWS». Программный комплекс [Текст]: том V. – К., 1996.

Надійшла до редколегії 25.03.2010.

Прийнята до друку 02.04.2010.

А. В. КРУХМАЛЁВ (ХНАДУ, Харьков)

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

Проведено експериментальні дослідження сталезалізобетонних балок, складених із двотавра № 16 і залізобетонної плити розмірами 220×60×1200 мм. В якості об'єднуючих засобів елементів конструкції використовувалися різні типи анкерів: петльові, стрижневі, жорсткі. Випробування проводилося на дію зосередженого навантаження, прикладеного посередині довжини балки через траверсу. Виконано оцінку збіжності даних експериментальних досліджень з даними теоретичних розрахунків.

Проведены экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок, составленных их двутавра № 16 и железобетонной плиты размерами 220×60×1200 мм. В качестве объединительных средств элементов конструкции использовались различные типы анкеров: петлевые, стержневые, жесткие. Испытание производилось на действие сосредоточенной нагрузки, приложенной посредине длины балки через траверсу. Произведена оценка сходимости данных экспериментальных исследований с данными теоретических расчетов.

The experimental investigations of steel-reinforced concrete beams composed of double-T No. 16 and the reinforced concrete slab of size 220×60×1200 mm were conducted. Various types of anchors (loop, rod, rigid ones) were used as unifying means of the structure elements. The test on action of concentrated load applied in the middle of the beam length through the traverse was carried out. The convergence estimate for these experimental results with the data of theoretical calculations was done.

Широкое использование в строительстве и мостостроении [1, 2] сталежелезобетонных конструкций сдерживается ввиду недостаточной разработанности методов расчета и проектирования с учетом особенностей взаимодействия железобетонной плиты и жесткой арматуры. В связи с этим выполнены описанные ниже экспериментальные исследования работы сталежелезобетонных балок с различными типами анкерных упоров.

Автором выполнены экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок, составленных из двутавра № 16 и железобетонной плиты. Объединение обоих элементов конструкции для совместной работы осуществлялось различными видами анкерных упоров. Это: арматурные стержни Ø 6 мм, высотой 50 мм, расстояние между стержнями по ширине балки – 60 мм, шаг вдоль балки – 50 мм (балки Б1, Б2); петлевые анкеры из гладкой проволоочной арматуры Ø 6 мм, расстояние между ветвями выдерживалось равным 40 мм, сопряжение ветвей осуществлялось по дуге радиусом 2,5 мм, шаг по длине балки – 100 мм, при этом петли выгибались под углом 45° к горизонтали и располагались симметрично по длине балки с отгибом в противоположные от оси симметрии стороны (балки Б3 и Б4); жест-

кие анкера из уголков 50×50×4, шириной 60 мм, с шагом в вдоль балки 100 мм, были размешены симметрично по длине с горизонтальными полками в противоположные от оси симметрии стороны (балки Б5 и Б6).

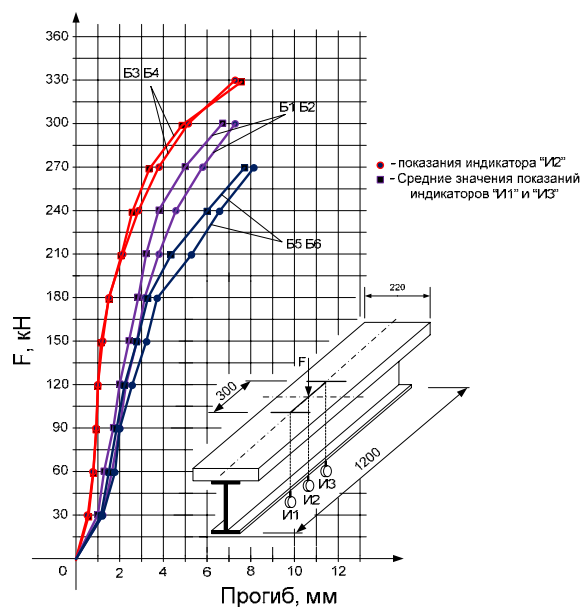


Рис. 1. Экспериментальная кривая деформирования сталежелезобетонных балок Б1...Б6: Б1, Б2 – балки со стержневыми упорами; Б3, Б4 – балки с петлевыми упорами; Б5, Б6 – балки с жесткими упорами

Анкерные упоры во всех балках приваривались к верхней полке двутавра электродуговой сваркой. Железобетонная плита имела размеры $220 \times 60 \times 1200$ мм. Для изготовления бетонной смеси составом по массе 1:1,23:2,9 при водоцементном отношении 0,38...0,40 использовался шлакопортландцемент Балаклейского комбината М400 с содержанием 20 % молотого доменного шлака, речной песок Кременчугского карьера с модулем крупности МК-2,5. В качестве заполнителя применялся гранитный щебень М-1200 (по прочности) фракции 5...20 мм. Армирование плиты осуществлялось сетками их стержневой арматуры класса АIII периодического профиля $\varnothing 8$ мм. Изготовленные образцы (6 штук) хранились в лабораторных условиях, для предотвращения образования усадочных трещин в течении 7 суток содержались под слоем влажного песка. Образцы отличались только типом и расстановкой анкеров и их количеством.

Испытания производились на действие сосредоточенной нагрузки, приложенной к нагрузочному устройству (траверсе), создающему зону чистого изгиба. Рабочее усилие создавалось универсальной машиной УИМ-50. Опорные устройства не препятствовали повороту.

Вертикальные перемещения точек плиты в процессе нагружения фиксировались индикаторами часового типа (И1, И2, И3) с ценой деления 0,01 мм. Деформации двутавра измерялись с использованием датчиков сопротивления типа КФ5П1-20-100-А-12. Также при помощи тензодатчиков измерялись деформации на поверхности бетона. Анализ диаграммы «нагрузка – прогиб» (рис. 1), полученных в результате испытания позволяет выделить условно два слаболинейных участка, плавно переходящих друг в друга. Первый наблюдается в балках (Б1, Б2) до нагрузки 170 кН, (Б3, Б4) до нагрузки 180 кН, а (Б5, Б6) до нагрузки 150 кН. Нелинейность деформирования балок на этом участке диаграммы обусловлено развитием пластических деформаций в компонентах сечения. Как показывают результаты измерений деформации внешней арматуры (двутавра) (рис. 2) и бетона (рис. 3), пластические деформации в нижней полке двутавра появляются при нагрузке ≈ 200 кН, а при нагрузке ≈ 250 кН происходит разрушение верхнего волокна бетона в середине плиты. Переход ко второму участку диаграммы наметился после образования трещин на верхней поверхности плиты и характеризовался распростра-

нением пластических деформаций в нижней полке двутавровой балки.

Особенностью второго участка области является значительное увеличение деформаций плиты при относительно незначительных приращениях нагрузки.

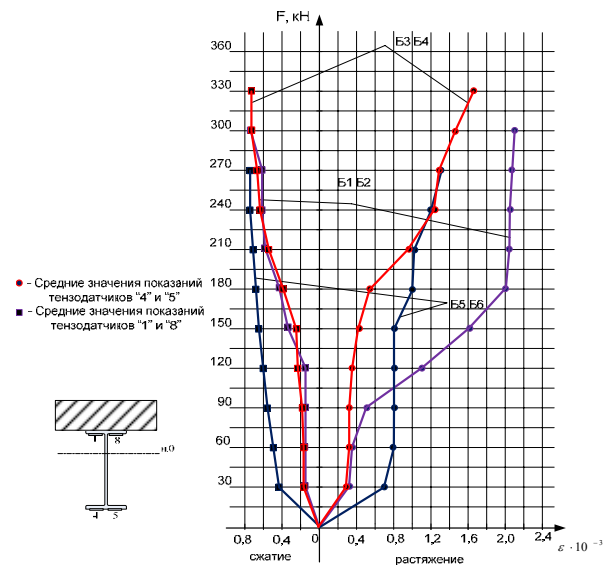


Рис. 2. Деформации двутавра в стале-железобетонных балках

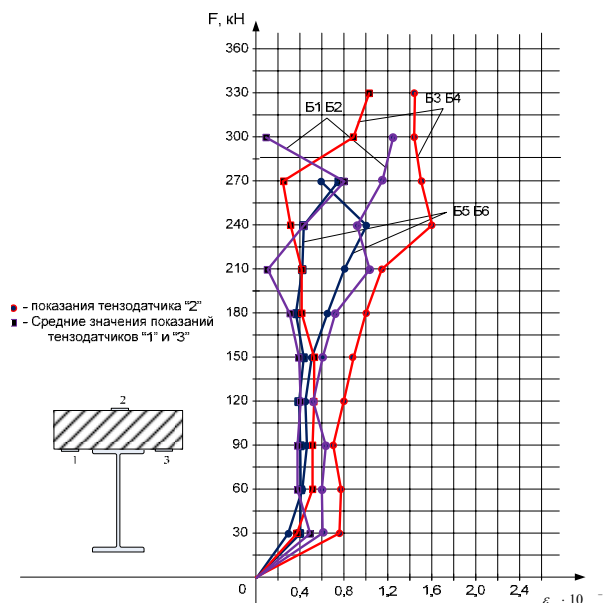


Рис. 3. График деформирования бетона на поверхности бетонной плиты

Проведенный анализ свидетельствует об удовлетворительной сходимости результатов расчета НДС с результатами эксперимента.

Петлевые наклонные анкера показали себя по сравнению со стержневыми и уголковыми анкерами наиболее надежными на сдвиг связями. Максимальные деформации в бетоне в балках Б3, Б4 вплоть до разрушения балок не

превысили 0,2 мм. Закон деформирования наклонных анкеров в условия сдвига может считаться линейным [3] до предела его прочности, достижения которого является одним из критериев предельного состояния.

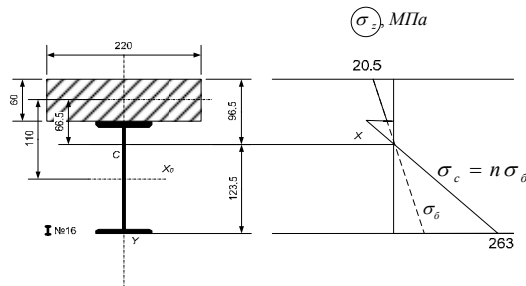


Рис.4. Напряжение в сечении сталежелезобетонной балки

1. Проведены экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок с различными типами анкеров, объединяющих для совместной работы железобетонную плиту и двутавровую балку.

2. Характер деформирования всех испытанных балок и развитие пластических свойств нижней полки двутавровой балки к моменту разрушения позволяет говорить об исчерпании несущей способности по прочности нормальных сечений.

3. Петлевые наклонные анкера показали себя по сравнению с стержневыми и уголковыми анкерами наиболее надежными на сдвиг связями, обеспечивая вплоть до разрушения, совместную работу двутавровых балок и железобетонной плиты.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Чихладзе, Э. Д. Экспериментальные исследования сталебетонных плит [Текст] / Э. Д. Чихладзе, А. Д. Арсланханов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1991. – № 5. – С. 125-128.
2. Chichladze, E. D. Experimental researches of steel-concrete plates [Текст] / E. D. Chichladze, G. L. Vatylya // Proc. of the IASS 40th Anniversary Congress (Madrid, 20-24 September 1999). – 1999. – P. A13-A18.
3. Чихладзе, Э. Д. Экспериментальные исследования сталебетонных балок [Текст] / Э. Д. Чихладзе, А. Д. Арсланханов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 2000. – № 12. – С. 4-7.

Поступила в редколлегию 25.03.2010.

Принята к печати 02.04.2010.

В. В. КУЛЯБКО (ПГАСА, Днепропетровск)

НЕЛИНЕЙНОЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ, ПУТИ, ИНФРАСТРУКТУРЫ – С ОСНОВАНИЕМ И ИНЕРЦИОННОЙ ДИСКРЕТНОЙ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКОЙ ОБЩЕГО ВИДА: РАСЧЕТЫ, ИСПЫТАНИЯ, ГАШЕНИЕ КОЛЕБАНИЙ

У статті розглядаються питання поширення можливостей комп'ютерного моделювання задач динамічної взаємодії конструкцій мостів і їхньої інфраструктури із транспортом, що рухається, та потоками.

В статье рассматриваются вопросы расширения возможностей компьютерного моделирования задач о динамическом взаимодействии конструкций мостов и их инфраструктуры с движущимся транспортом и потоками.

In the article the issues of increasing the possibilities of computer modeling of the dynamic interaction of bridge constructions and their infrastructure with moving transport and flows are considered.

Введение - о корифеях Днепропетровской школы строительной и транспортной механики

На данной конференции, видимо, учитывая её посвящение нашим учителям, было бы весьма полезным для молодых слушателей начать с «истоков» – с истории развития, например, Днепропетровских Школ ДИНАМИКИ вагонов, мостов и пути «сверху вниз» (по порядку расположения этих трех объектов в движущейся транспортной системе), коснувшись «начал» – истории развития общей механики от Л. Эйлера – к «Екатеринославцу-Днепропетровцу» А. Н. Диннику. Затем – рассмотреть работы его учеников с «выходом» на задачи и успехи в указанной тематике последующих ученых города, включая все современные ответвления этих известных и признаваемых всегда в СССР и СНГ школ динамики. Здесь обнаружится непрменная тематическая и «школьная» связь ученых университетов и академий: ДНУ, НГУ, НМетАУ, ДНУЖТ и ПГАСА (последним в 2010 г. исполняется по 80 лет!).

Но такая ёмкая конференция имела бы, возможно, другое название и научно-педагогическое и методико-историческое направление. Поэтому, предполагая неизбежное прикосновение каждого докладчика настоящей конференции к истории ДИИТа и упомянутых научных школ, начнем в данной статье обзор работ по заявленной теме с упоминания об известных работах как корифеев, создававших эти школы: В. А. Лазарян, Н. Г. Бондарь, М. Н. Гольдштейн (группы некоторых работ из этих школ соответственно выделены в библиографическом списке), так и их последователей (каким себя считает и автор статьи).

Фундаментальные исследования транспортной механики таких сложных динамических систем, как железнодорожные грузовые и пассажирские вагоны и поезда, проводились в школе В. А. Лазаряна, как правило, с практическими приложениями и внедрением [1–4]. Уже в 60-х годах в этой школе широко применялись различные типы ЭВМ, проводились широкомасштабные теоретические и экспериментальные исследования нелинейных колебаний экипажей с демпферами сухого трения для гашения продольных, вертикальных и горизонтальных колебаний подсистем. Подтверждением «весомости» школы было участие в написании машиностроительного справочника (шеститомника!) «Вибрации в технике» (том 3, глава «Колебания железнодорожного состава», тираж тома – немыслимый по теперешним временам – 30 тыс. экземпляров).

В работах В. Ф. Ушкалова (научного руководителя автора статьи по кандидатской диссертации [6]) также рассматривались проблемы взаимодействия сложных подсистем при случайных возмущениях [3, 4]. Одним из ярких примеров «продукта данной школы» является весьма популярная уже более 30 лет на транспортных магистралях СНГ серийная (выпущены десятки тысяч штук) платформа для перевозки большегрузных контейнеров [3–6].

Не менее известны и работы по мостостроению школы Н. Г. Бондаря [7, 8], его последователи – заведующие в разные годы кафедрой «Мосты» и широко известной Лаборатории динамики мостов – являлись авторами популярных трудов по аэродинамике, гашению и анализу колебаний [9–11]. Следует особо отметить теоретические разработки основателя школы, Н. Г. Бондаря, по весьма сложным и фундаментальным задачам нелинейной теории колеба-

ний [7]. Работы З. Г. Ройтбурда, В. П. Тарасенко и Г. Н. Яковлева – по взаимодействию мостов с подвижной нагрузкой. А также участие М. И. Казакевича (научного консультанта автора статьи по докторской диссертации [17]) в разработке и внедрении в реальные объекты многих прикладных задач классической аэродинамики. В докладе рассматриваются и некоторые предложения [12–14] по уточнению и развитию динамических моделей мостов.

Наконец, в докладе упоминается и о личных встречах с уважаемыми корифеями, в т.ч. – с М. Н. Гольдштейном, – также чрезвычайно яркой личностью и популярным ученым отечественной науки в области механики и динамики грунтов (работа [15] вышла тиражом в 15 тыс. экземпляров!). Описана суть и новых моделей сыпучих сред, и грунтовых оснований [16–18].

Важно отметить и такой факт – все упомянутые школы максимальное внимание уделяли не только теории и расчетам, а и экспериментальным исследованиям, создавали мощную инструментально-приборную базу, растили опытных испытателей и прибористов. Всё это отлично прослеживалось в 1972–73 гг., когда на перегоне Баловка – Березановка самой обоснованно-смелой Приднепровской железной дороги месяцами «носился» скоростной вагон-лаборатория (СВЛ) ВНИИВагоностроения и ДИИТа с рекордными до сих пор (прошло 38 лет!) скоростями для рельсовых экипажей (до 250 км/ч !!). В этих рискованных и трудных испытаниях в одной связке сработали все три школы динамики: на тележках и кузове вагона стояли датчики и приборы школы Лазаряна В. А. (ведущие испытатели Ю. В. Дёмин, В. Н. Захаров), на мостах (и под мостами) – школы Н. Г. Бондаря (по городу ходят легенды о музее мостов и испытательной технике кафедры), а на путевых конструкциях и основаниях – школы М. Н. Гольдштейна и М. А. Фришмана.

О новой роли мостов в современной архитектурной среде и о методе динамического формообразования (МДФ) сооружений

В последнее время к виду и функциям мостов, особенно в городской среде и на оригинальных участках ландшафта, особое внимание стали проявлять архитекторы. В помощь им на предпроектной стадии «придумывания самых невероятных мостовых очертаний» можно рекомендовать метод динамического формообразования (МДФ), заключающийся в оперативной оценке качества варианта сооружения по таким важным показателям в мостовых сооружениях, как частоты и формы собственных колебаний объекта. Этот метод перекликается и с новым стандартом ISO, рекомендуемым (правда, пока только для высотных зданий с прямоугольным

планом) конкретные величины рациональных частот, связанные с параметром сооружения (для зданий – с высотой) и их расположение на частотной оси – как бы рекомендуется порядок и последовательность для собственных форм. Пример применения МДФ с участием автора – срочное проектирование и строительство с авторским надзором (на всё мэрия давала 1 месяц!) Памятного знака Космонавтике на пересечении проспекта Гагарина и Запорожского шоссе. Модальный анализ ускорил устранение слабых элементов с низкими частотами и лишь в окончательном варианте – обсчитывались нелинейные демпфирующие устройства трех типов.

Конечно, здесь (для передачи предложений в Технические Комитеты ISO) нужны глубокие наработки и базы данных (с результатами, в том числе, и натурных динамических испытаний) для мостов разных типов, конфигураций и нагрузок. Очень важны и необходимы рекомендации, например, по зависимостям частот нескольких собственных форм от пролетов, от высот пилонов и т.п.

Замечания об ограничениях применения МКЭ при решении инженерно-практических современных задач и об употреблении терминов «подвижная нагрузка», «нелинейности», «взаимодействие» конструкций с основанием, потоком

Рамки статьи не позволяют вспомнить и подробно разобрать «изюминки» расчетов на подвижные нагрузки таких известных днепропетровских ученых, как А. Б. Моргаевский, И. А. Колесник, С. И. Конашенко, В. П. Орленко и других. Подчеркнем только тот факт, что им, пожалуй, было бы трудно сегодня объяснить, почему при современном развитии компьютерно-вычислительной техники инженеры, как и почти 170 лет назад, продолжают считать мосты и путь на какие-то статические эквиваленты подвижной нагрузки? Возможно, здесь виноваты коммерческие интересы авторов универсальных вычислительных комплексов, бурное развитие МКЭ и легкость программирования в нем матричных операций линейной алгебры. Видимо, следует ожидать появления в ближайшее время таких разработок, как, например, брянский «Универсальный механизм», и для мостов! В ДИИТе есть подобные заделы в работах, например, нынешнего лидера мостовиков А. С. Распопова [11].

Ещё в 1996 г. в трудах и двух докладах в ДИИТе на IX-й Международной конференции «Проблемы механики железнодорожного транспорта» автор представил однотипные модели не только движущихся транспортных средств, но и конструкций пути, основания, мостов и иных сооружений, показав их кор-

ректность и эффективность при расчетах динамического взаимодействия транспорта и пути. В качестве примера моделировались колебания балки с дискретным упруго-вязко-фрикционным основанием и односторонними связями при различных видах подвижных нагрузок, результаты сравнивались с классическими работами С. П. Тимошенко и др.

О вариантах разработки новых демпфирующих устройств методом динамического конструирования (МДК) на примере поиска эффективных нелинейных гасителей изгибных колебаний большепролетных конструкций

Большепролетные мосты новых типов имеют ярко выраженные вертикальные, наклонные и горизонтальные элементы значительных размеров, в связи с чем (зачастую даже при небольших динамических нагрузках и воздействиях) они совершают интенсивные изгибные колебания.

Совершенно очевидно, что стабилизация изгибных колебаний подобных сооружений на стадиях проектирования, строительства и эксплуатации должна исследоваться в весьма широком диапазоне различных аспектов:

А. От изучения, во-первых, всевозможных возмущающих динамических нагрузок и воздействий, включая природные (с учетом «векового тренда» и самых последних реалий и неутихших глобальных природно-климатических и сейсмических прогнозов) и антропогенные (по «созданию» которых современное неустойчиво развивающееся общество, конечно, ещё не сказало своё «последнее слово»).

В. А также от разработки, во-вторых, новых альтернативных методик уточнения различных «слабых мест» безопасных сооружений в линейных расчетах.

С. И до – понимания возможностей развития нового вида конструирования, научно обоснованного нелинейными расчетами; сюда и отнесем возможности учета и регулирования геометрических, физических и конструктивных нелинейностей.

Длительное действие слабозатухающих во времени колебаний, например, легких металлических конструкций, непредсказуемым образом скажется на сроке службы сооружения. Здесь «непредсказуемость» связана с недостаточной изученностью как новых материалов, так и масштабов объектов, их работы на выносливость и т.д.

Основная идея предлагаемых устройств основывается:

1. на достоверных и специально тестируемых методиках их расчета в составе сооружения при реальных динамических нагрузках и с учетом геометрических нелинейностей;

2. на учете при «отборе устройством энергии у возмущенной конструкции» физических нелинейных свойств устройства или его элементов: пластическое поведение элементов типа «энергопоглотителей»; работа фрикционных элементов с силами сухого трения (наиболее удобный вариант демпфирующих устройств для длительно эксплуатируемых сооружений) и т.п.;

3. на простых конструкторских решениях, применении зазоров, скачков, поглотителей типа динамических или ударных гасителей колебаний (ДГК, УГК) – т.е., систем с конструктивной нелинейностью;

4. на обязательной возможности регулирования основных параметров при установке устройств и при перенастройке их в процессе эксплуатации (после включения в систему сооружения).

По типу гасителей для транспортного машиностроения (см., например, работы И. И. Челнокова, М. М. Соколова, В. Д. Хусидова) могут (и должны!) разрабатываться и применяться для различных конструкций мостовых сооружений и переходов аналогичные решения демпфирующих устройств с обязательным расчетным их сопровождением (для применения, например, в сейсмически активных районах – а теперь, по новым ДБН, это почти вся Украина!) и методиками испытаний и диагностики. Важное значение приобретает корректный переход от сложной линейной системы к упрощенной нелинейной модели, на которой возможен качественный анализ демпферов.

В докладе демонстрируются в качестве примера разработанные совместно ПГАСА и ДонНАСА запатентованные и испытанные в 2009 г. пять вариантов демпфирующих устройств для гашения изгибных колебаний длиномерных конструкций и их элементов. Приводятся дифференциальные уравнения нелинейных колебаний систем и динамические процессы, доказывающие эффективность устройств.

Современный непрерывный мониторинг технического состояния ответственных конструкций и метод динамической диагностики (МДД) и паспортизации сооружений

Работы по теории и многолетним испытаниям мостов и объектов типа СВЛ, музей мостов и старинный мостовой стальной пространственный блок на мостовом кафедральном участке двора ДИИТа, хорошо оборудованные аудитории кафедры позволяют надеяться на благополучное дальнейшее развитие лабораторной базы. Например, – по типу созданной при участии автора в ДонНАСА Лаборатории Динамики Строительных Конструкций – проекты таких лабораторий могут разрабатываться и для дру-

гих организаций (такое предложение было передано в столичные университеты стран Евросоюза через Польскую академию наук). Интересно, что в лаборатории динамических испытаний кафедры металлических конструкций ПГАСА сохранено много оборудования, собранного выпускником академии Б. Г. Кореневым, который долгие годы возглавлял Отделение Динамики ЦНИИСКА, издал три хороших справочника проектировщика по динамическим расчетам в 1981, 1984 и 1986 гг.

Новое развитие (и пути применения МДД с созданием соответствующих методу – динамических и сейсמודинамических паспортов конструкций) получили сегодня и особые, мониторинго-диагностические динамические испытания сооружений. Такая «пассивная вибродиагностика» (по словам активно развивающего её методик и теорию выпускника кафедры «Мосты» ДИИТа Редченко В. П. [19]), проводимая для наиболее ответственных мостов и сооружений, при помощи автоматизированных систем непрерывного мониторинга позволяет следить за текущим техническим состоянием и аварийностью конструкций и принимать оперативные решения – по усилению конструкций, по запрету или изменению режима движения, по эвакуации персонала или строителей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Лазарян, В. А. Динамика вагонов [Текст] / В. А. Лазарян. – М.: Транспорт, 1964. – 255 с.
2. Ушкалов, В. Ф. Статистическая динамика рельсовых экипажей [Текст] / В. Ф. Ушкалов, Л. М. Резников, С. Ф. Редько. – К.: Наук. думка, 1982. – 360 с.
3. Теоретическое прогнозирование напряжений в конструкциях проектируемых экипажей [Текст] / В. А. Лазарян и др. // В кн.: Некоторые задачи механики скоростного наземного транспорта. – К.: Наук. думка, 1974. – С. 101-110.
4. Ушкалов, В. Ф. Случайные колебания механических систем при сухом и вязком трении [Текст] / В. Ф. Ушкалов // В кн.: Нагруженность, колебания и прочность сложных механических систем. – К.: Наук. думка, 1977. – С. 16-23.
5. Кулябко, В. В. Моделирование колебаний длиннобазной платформы при детерминированных и случайных возмущениях [Текст] / В. В. Кулябко // В кн.: Нагруженность, колебания и прочность сложных механических систем. – К.: Наук. думка, 1977. – С. 120-127.
6. Кулябко, В. В. Исследование вертикальных колебаний и нагруженности длиннобазных грузовых вагонов [Текст] : автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.22.07 / В. В. Кулябко – Д., 1978. – 21 с.
7. Бондарь, Н. Г. Нелинейные автономные задачи механики упругих систем [Текст] / Н. Г. Бондарь. – К.: Будівельник, 1971. – 140 с.
8. Динамика железнодорожных мостов [Текст] / под ред. Н. Г. Бондаря. – М.: Транспорт, 1965. – 412 с.
9. Казакевич, М. И. Аэродинамика мостов [Текст] / М. И. Казакевич. – М.: Транспорт, 1987. – 240 с.
10. Загора, А. Л., Гашение колебаний мостовых конструкций [Текст] / А. Л. Загора, М. И. Казакевич; под ред. Н. Г. Бондаря. – М.: Транспорт, 1983. – 134 с.
11. Распопов, О. С. Автоматні та топологічні методи динамічного аналізу просторових стержневих систем [Текст]: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.17 / Распопов Олександр Сергійович. – Д., 2009. – 38 с.
12. Казакевич, М. И. Введение в виброэкологию зданий и сооружений [Текст] / М. И. Казакевич, В. В. Кулябко. – Д.: ПГАСА, 1996. – 200 с.
13. Кулябко, В. В. О расчете мостов и дорог на любые подвижные нагрузки с учетом инерционности, подрессоривания, торможения, разрыва связей, переменных скоростей и интервалов движения [Текст] / В. В. Кулябко, А. В. Макаров // Дороги і мости: зб. статей/ ДерждорНДІ. – Вип. 9. – К.: ДерждорНДІ, 2008. – С. 129-140.
14. Кулябко, В. В. Методы динамического формообразования (МДФ) мостов, конструирования (МДК) их нелинейных демпфирующих элементов и диагностики (МДД) технического состояния [Текст] / В. В. Кулябко // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво: зб. статей. – Вип. 73. – К.: МОНУ, НТУ, 2006. – С. 195-199.
15. Гольдштейн, М. Н. Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст]: учеб. для вузов ж.-д. трансп. / М. Н. Гольдштейн, А. А. Царьков, И. И. Черкасов. – М.: Транспорт, 1981. – 320 с.
16. Банніков, Д. О. Сипучий матеріал в ємнісній конструкції [Текст] : монографія / Д. О. Банніков. – Д.: Моноліт, 2009. – 172 с.
17. Кулябко, В. В. Розвиток динамічних моделей, розрахунків та випробувань складених конструкцій і споруд [Текст] : автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / В. В. Кулябко. – Д., 1998. – 32 с.
18. Кузьменко, В. И. Модели статического и динамического взаимодействия сооружений с основаниями сложных типов (по включениям и свойствам) [Текст] / В. И. Кузьменко, В. В. Кулябко, Ю. Е. Власенко // Пространственные конструкции зданий и сооружений (Исследования, расчет, проектирование и применение): сб. статей. – Вип. 12. – М.: МООПК, РААСН, НИИЖБ, ЦНИИСК, ЦНИИПСК, 2009. – С. 194-202.
19. Редченко, В. П. Особливості застосування спектрального аналізу при дослідженні коливань будівельних конструкцій [Текст] / В. П. Редченко. – Д., «Пороги», 2010. – 95с.

Поступила в редколлегию 19.04.2010.
Принята к печати 23.04.2010.

К ВОПРОСУ О «ПАМЯТИ» МАРКОВСКОЙ МОДЕЛИ НАКОПЛЕНИЯ ПОВРЕЖДЕНИЙ

В статті представлено ймовірнісний підхід до моделювання життєвого циклу елементів автодорожніх мостів. Розглядаються марковські стохастичні моделі деградації. Ці моделі можуть використовуватись як ефективний інструмент оцінки технічного стану і прогнозу залишкового ресурсу. В системі експлуатації мостів ці моделі можуть дати кількісні критерії рівня надійності, ризику і алгоритми прогнозу залишкового ресурсу.

В статье представлен вероятностный подход к моделированию жизненного цикла элементов автодорожных мостов. Рассматриваются марковские стохастические модели деградации. Эти модели могут использоваться как эффективный инструмент оценки технического состояния и прогноза остаточного ресурса. В системе эксплуатации мостов эти модели могут дать количественные оценки уровня надежности, риска и алгоритмы прогноза остаточного ресурса.

This paper presents the application of a probabilistic approach for the modeling of service life of highway bridge elements. The focus of this paper is on the Markov stochastic deterioration models. These models can be used as effective tool for technical state assessments and prediction of residual resource of a structure. For the bridge maintenance purpose these models can give quantitative criteria of a reliability level, risk and prediction algorithms of the residual resource.

Проблема

Статья посвящена проблеме моделирования стохастического процесса накопления повреждений в элементах строительных конструкций. Эта проблема стала особенно актуальной для Украины в последние 15...20 лет, по мере того, как стремительно растет количество физически устаревших сооружений. В этих условиях, для безаварийной эксплуатации сооружений, нужны новые научные подходы к оценке технического состояния сооружений, которые дали бы количественные критерии уровня надежности, риска и алгоритмы прогноза остаточного ресурса их элементов.

Вопрос о построении модели накопления повреждений в элементах транспортных сооружений есть доминантой глобальной проблемы оценки, прогноза ресурса и безопасной эксплуатации сооружений.

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.

В своем предисловии к сборнику «Проблеми ресурсу» [14] академик НАН Украины Б. Е. Патон пишет: «...особую актуальность

приобретают вопросы управления эксплуатационной надежностью и долговечностью ответственных объектов путем определения их технического состояния, остаточного ресурса и установления научно обоснованных сроков эксплуатации».

Очевидно, что вопрос построения адекватной модели деградации, позволяющей определить жизненный цикл транспортного сооружения, был и будет предметом внимания многих исследователей. Научные разработки, направленные на получение реалистического прогноза безопасного функционирования сооружения, всегда будут с благодарностью восприниматься обществом в силу большого социально-экономического значения проблемы.

Модели накопления повреждений

В строительной механике, с 50-х годов прошлого столетия, господствовала модель накопления повреждений известная под названием «теория линейного суммирования повреждений Пальмгрена-Майнера», в которой используется принцип линейной суперпозиции [18, 17]:

$$\sum_0^n \frac{N_i}{N(\sigma)} = D_i, \quad (1)$$

где D_i – мера повреждений; N_i – число циклов нагружения; $N(\sigma)$ – число циклов до разруше-

ния при режиме напряжений σ ; n – число ступеней изменений режима нагружения.

Предельное число циклов до разрушения N_R определяется из условия $D = 1$ [1, 15]:

$$\int_0^{N_R} \frac{dN}{N_R(\sigma)} = \sum_0^{N_R} \frac{N_i}{N_R(\sigma)} = 1. \quad (2)$$

Эта достаточно простая и прозрачная модель получила широкое распространение в машиностроении. В меньшей степени модель использовалась для оценки жизненного цикла транспортных сооружений. Очевидно, что для использования модели необходимо иметь достоверную оценку количества циклов нагружения, т.е. для прогноза ресурса в процессе эксплуатации необходимо иметь полные данные истории нагружения. Применительно же к мостам, и особенно железобетонным, требуемые данные определяются настолько приблизительно, что теряется достоверность модели. Есть и другие недостатки, сдерживающие применение модели Пальмгрена-Майнера, такие как, например, игнорирование эффектов взаимодействия циклов нагружения с малой и большой амплитудами.

Другое направление построения моделей накопления повреждений элементов строительных конструкций основывается на фундаментальных исследованиях механики разрушения. В Украине это исследования школы академика НАНУ В. В. Панасюка [9, 10, 11, 12], в России – исследования механики железобетонных конструкций [3, 7, 13] и др. Здесь модель разрушения, как правило, строится, используя коэффициенты интенсивности напряжений, представляющие собой физические константы материала [6, 131517]: К сожалению, модели, основанные на классической теории механики разрушения, пока не получили широкого распространения в оценке ресурса элементов транспортных сооружений.

Весомой альтернативой модели (2) стали в последние 30...40 лет феноменологические стохастические модели, описывающие накопление повреждений, как процесс, эволюция которого во времени определяется вероятностными законами. Сейчас многие исследователи склоняются к мысли, что именно стохастические модели марковских цепей есть наиболее перспективным, универсальным интегральным аппаратом описания постепенного разрушения элементов сооружений.

В основе теории марковских процессов лежит следующая гипотеза: результат $(n + 1)$ -го

события процесса *зависит от результатов всех предшествующих событий* только через результат n -го события. В терминах вероятностей эта гипотеза записывается так:

$$\text{Prob}\{k_{n+1} | k_1, k_2, \dots, k_n\} = \text{Prob}\{k_{n+1} | k_n\}. \quad (3)$$

Многие называют марковскую цепь процессом «*без памяти*». Сегодня есть немало критиков, оспаривающих практическую ценность марковских моделей накопления повреждений. Критике подвергается основная гипотеза марковской цепи о зависимости «*будущего*» только от «*настоящего*» [4]. В качестве примера такой критики сошлемся на работу [16] видного теоретика США в области ресурса транспортных сооружений, Д. Франгопола (D. Frangopol).

В анализе марковской модели накопления повреждений, изложенном ниже, детально рассматривается вопрос об использовании события k_n для предсказания времени наступления события k_{n+1} .

Марковская модель деградации

За 100 лет, прошедшие со времени опубликования стохастической теории академика Российской академии наук А. А. Маркова, теория интенсивно развивалась во всем мире и стала базой не только для моделей накопления повреждений, но и во всех отраслях знаний – от управления экономикой до медицинских прогнозов. Стохастические феноменологические модели накопления и прогноза повреждений, рассматриваемые здесь, также базируются на теории марковских цепей.

Износ элемента сооружения здесь описывается *марковским дискретным процессом с непрерывным временем* [1]. 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 $t_1, t_2, \dots, t_{n-1}$.

Моделирование марковским процессом означает, что для произвольного времени t_0 вероятность пребывания в каждом из состояний элемента в будущем (при $t > t_0$) зависит только от его состояния в настоящем (при $t = t_0$) и не зависит от того, как и за какое время он достиг текущего состояния.

Таким образом, формально создается впечатление, что прогнозируемое состояние не за-

висит от истории накопления повреждений. В действительности это не так. Речь не идет о полной независимости «будущего» от «прошлого», ибо в общем случае, отправное, настоящее состояние (при $t = t_0$) зависит от того, как протекал процесс деградации в прошлом.

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 :

$$p_i(k) = \text{Prob}[S(k) = S_i]; \quad k = 1, 2, \dots, n; \\ i = 0, 1, \dots, n-1. \quad (4)$$

Вероятности $p_i(k)$ выражаются через *условные вероятности* перехода системы S на шаге k в состояние S_j при условии, что на шаге $(k-1)$ она была в состоянии S_i :

$$p_{ij}(k) = \text{Prob}[S(k) = S_j | S(k-1) = S_i]; \\ i, j = 0, 1, \dots, n-1. \quad (5)$$

Условные вероятности перехода $p_{ij}(k)$ образуют стохастическую матрицу $\mathbf{P}_0$. Когда матрица $\mathbf{P}_0$ найдена, по известным значениям условных вероятностей перехода и начальному значению безусловной вероятности пребывания системы в состоянии S_1 все другие безусловные вероятности находятся по рекуррентной формуле:

$$p_j(k) = \sum_{i=1}^n p_i(k-1) p_{ij}; \\ k = 1, 2, \dots, n; \quad j = 1, 2, \dots, n. \quad (6)$$

Здесь n – количество рассматриваемых дискретных состояний.

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:

$$\frac{d\mathbf{P}(i, t)}{dt} = \mathbf{P}(i, t) \cdot \mathbf{E}, \quad (7)$$

где $\mathbf{P}(i, t)$ – матрица вероятностей перехода.

К уравнению (7), присоединяются начальные условия:

$$\text{при } t = 0; \quad p_1(t) = 1; \quad p_2(t) = p_3(t) = p_4(t) = 0. \quad (8)$$

Кроме того, в решении системы дифференциальных уравнений (7) можно использовать условие нормирования:

$$\sum_{i=1}^n p_i(t) = 1, \quad (9)$$

являющееся следствием того, что события марковской цепи несовместимы и образуют полную группу.

Матрица вероятностей перехода $\mathbf{P}(i, t)$ в (7), очевидно, зависит от времени t . Подчеркнем, что время отсчитывается от начала процесса. Что касается матрицы интенсивности переходов (скоростей деградации) $\mathbf{E}$ – то она, в общем случае, также является зависимой от времени. Однако, пригодные для практического применения модели получают с независимой от времени матрицей $\mathbf{E}$ и даже в случаях $\mathbf{E} = \text{const}$ [1, 2].

Модель деградации для случая пяти дискретных состояний

Модель представлена процессом, граф которого показан на рис.1. Это дискретный процесс из 5 состояний с непрерывным временем, равномерно распределенным между состояниями. Система может последовательно переходить из одного соседнего состояния в другой с большим номером, оставаться в каком-либо из них. Состояние 5 – поглощающее. Это означает, что выхода из состояния 5 система не имеет.

Решение системы уравнений (7) при граничных условиях (8), для $n = 5$ дает матрицу вероятностей переходов системы из состояния S_1 в состояния $k = 2, 3, 4, 5$.

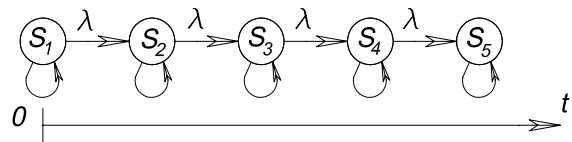


Рис. 1. Граф процесса модели из пяти дискретных состояний

Надежность элемента в состоянии k вычисляется по формуле (6) как безусловная вероятность того, что в момент времени t элемент выйдет из текущего состояния, т.е. произойдет отказ $(k+1)$.

После того, как определены надежности в каждом из дискретных состояний $k = 2, 3, 4, 5$ – 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:

$$P(t) = 1 - P(T_n > t) = 1 - \sum_{k=0}^{n-1} \frac{(\lambda t)^k e^{-\lambda t}}{k!}, \quad (10)$$

где $P(t)$ – вероятность того, что элемент перейдет в состояние k в течение времени $t < T_n$; λ – параметр процесса – интенсивность отказов.

Из функции (10) при $k = 5$ модель жизненного цикла элемента описывается уравнением:

$$P_i = 1 - 0,0083(\lambda t)^5 e^{-\lambda t}. \quad (11)$$

Таким образом, зависимостью (11), при *заданной интенсивности отказов* λ , устанавливается связь между надежностью элемента P_i в i -м дискретном состоянии и временем t , которое прошло от начала эксплуатации до состояния $i = 2, 3, 4, 5$.

Определение параметра деградации

Как следует из зависимости (11), единственным параметром управления жизненным циклом является интенсивность отказов λ . В нашей модели этот параметр определяется решением уравнения (11) при известных начальных условиях [8], определенных для отдельного элемента, находящегося в i -м состоянии ($i \geq 2$):

- надежности элемента в i -м дискретном состоянии $P_i(t_1)$, определенной по результатам обследования (определения дискретного состояния, другими словами);
- и времени, которое прошло от начала эксплуатации до i -го состояния – t_1 .

Графическая интерпретация процедуры определения параметра λ приведена на рис. 2.

При известном значении параметра «интенсивность отказов λ » из модели жизненного цикла элемента (11) определяется время перехода в следующее дискретное состояние. Для случая пятого дискретного состояния это будет остаточный ресурс $T - t_1$ (см. рис. 2).

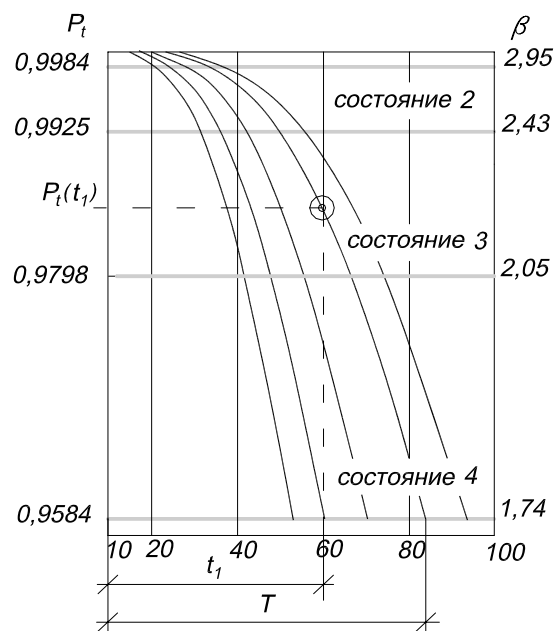


Рис. 2. К определению параметра «интенсивность отказов λ »

Очевидно, что предложенный прием получения значения управляющего параметра модели жизненного цикла элемента из «настоящего», т.е. i -го дискретного состояния, дает полную информацию об истории нагружения в «прошлом», и не только. Определенный по этой процедуре параметр «интенсивность отказов λ » несет в себе много другой информации, относящейся к условиям эксплуатации, содержанию сооружения, качеству строительства, особенностям конструкции и т.п.

Другое дело, что всю эту информацию из истории жизненного цикла параметр λ содержит интегрально, разделить ее (информацию) по типам данных не представляется возможным. Однако для целей управления жизненным циклом сооружения в системе эксплуатации, предлагаемая процедура определения параметра интенсивности отказов λ достаточно достоверна и принята в практике оценки и прогноза технического состояния элементов мостов [5].

Выводы

Изложенное в этой статье построение марковской стохастической модели накопления повреждений достаточно убедительно показывает возможность использования события k_n для предсказания времени наступления события k_{n+1} .

Марковская модель накопления повреждений в сочетании с предложенным приемом определения параметра интенсивности отказов λ

являются универсальным аппаратом прогноза жизненного цикла сооружения в системе эксплуатации. Ее параметр интенсивности отказов несет *всю полноту истории нагружения*, в самом общем понимании этого термина.

В предлагаемой нами формулировке, модель не зависит ни от материала, ни от типа конструкции. Это обстоятельство позволяет рекомендовать ее для прогноза остаточного срока службы любых элементов строительной инфраструктуры.

Для прогноза ресурса элементов мостов на стадии проектирования модель (11) не может быть рекомендована непосредственно. Очевидно, что для управления долговечностью элемента на стадии проектирования одного параметра интенсивности отказов недостаточно.

Чтобы предоставить марковской модели накопления повреждений чувствительность к физическим, механическим, конструктивным характеристикам элемента и условиям окружающего среды, потребуются обстоятельные исследования. Конечной целью этого исследования должно быть построение функции интенсивности отказов, зависящей от перечисленных выше факторов и времени.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Богданов, Дж. Вероятностные модели накопления повреждений [Текст] / Дж. Богданов. – М.: 1989.
2. Болотин, В. В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений [Текст] / В. В. Болотин. – М.: Стройиздат, 1971.
3. Бондаренко, В. М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона [Текст] / В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982.
4. Вентцель, Е. С. Теория случайных процессов и ее инженерные приложения [Текст] / Е. С. Вентцель, Л. А. Овчаров. – М.: Высш. шк., 2000.
5. ДСТУ-Н Б.В.2.3-23:2009. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [Текст]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. Иосилевский, Л. И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов [Текст] / Л. И. Иосилевский. – М.: НИЦ «Инженер», 1999.
7. Карпенко, Л. И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Л. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996.
8. 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: зб. наук. пр. – К.: 1999.
9. Лучко, Й. Й. Методи оцінки тріщиностійкості та довговічності залізобетонних елементів конструкцій [Текст]: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. – К., 1999.
10. 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.
11. Панасюк, В. В. Механика квазихрупкого разрушения материалов [Текст] / В. В. Панасюк. – К.: Наук. думка, 1991.
12. Панасюк, В. В. Механика разрушения и прочность материалов [Текст]: Справ. пос. в 4-х т. / под. ред. В. В. Панасюка. – К.: Наук. думка, 1988–1990.
13. Пирадов, К. А. Механика разрушения железобетона [Текст] / К. А. Пирадов, Е. А. Гузеев. – М.: 1998.
14. Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин [Текст]: зб. наук. ст. / наук. кер. акад. НАН України Б. Є. Патон. – Ін-т електрозварювання ім. Є. О. Патона НАН України. – К., 2006.
15. Чирков, В. П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций [Текст] / В. П. Чирков. – М.: Транспорт, 1980.
16. Reliability-Based Life-Cycle Management of Highway Bridges [Текст] / D. Frangopol *et al.* // J. of Computing in Civil Engineering/ – January 2001. – P. 27-34.
17. Miner, M. A. Cumulative damage in fatigue [Текст] / M. A. Miner // J. Applied Mech. – 1945. – № 12. – P. 159-164.
18. Palmgren, A. Die Lebensdauer von Kugellagern [Текст] / A. Palmgren // Zeitschrift für Deutsche Ingenieure. – 1924. – No. 68. – S. 339-341.

Поступила в редколлегию 12.04.2010.

Принята к печати 15.04.2010.

Й. Й. ЛУЧКО (Львівська філія ДПТУ), І. М. ДОБРЯНСЬКИЙ (Львівський національний аграрний університет)

УТОЧНЕНИЙ РОЗРАХУНОК І ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАЛКИ ПРИ ЗГИНІ

У статті наводиться розв'язок задачі теорії пружності про згин балки, яка будується з врахуванням наявності скінченних опорних ділянок, які сприймають тимчасове навантаження в околі торця балки, де можуть виникати і розповсюджуватись тріщини.

В статье изложено решение задачи теории упругости об изгибе балки, которая строится с учетом наличия конечных опорных участков, воспринимающих временную загрузку в окрестности торца, где могут зарождаться и распространяться трещины.

In the paper it is presented a solution for the problem of elasticity theory about the beam bending, which is being constructed with account of available finite base areas taking up a temporary load in the district of beam edge, where the cracks can initiate and propagate.

Постановка проблеми

Залізобетон на сьогодні є основним складником конструктивних елементів будівельної індустрії. Враховуючи нестримний ріст масштабів будівництва зрозумілою є актуальність проблеми раціонального проектування залізобетонних конструкцій з використанням сучасних модифікованих методик, бо навіть незначна економія матеріалу на výroбах масового виробництва дає значну економію відповідних матеріальних ресурсів.

Аналіз досліджень і публікацій з даної проблематики

Раціональність та економічність проектованої конструкції є залежними від багатьох чинників, важливим серед яких це методика розрахунку. Хоча на даний час методи розрахунку будівельних конструкцій надзвичайно розвинуті, але їх удосконалення триває постійно [1–5].

Постановка завдання

Поставимо метою побудувати схему уточненого розрахунку балки при згині на основі методів теорії пружності. При цьому врахуємо наявність ділянок скінченної довжини в околі торців балки, які сприймають тимчасове навантаження. В такій постановці граничні умови на кінцях балки можна задовольнити точно без притягнення принципу Сен-Венана. Розрахункову схему приймемо у вигляді балки прямокутного поперечного січення одиничної ширини, висотою H і довжиною $2L$, на двох

шарнірних опорах, яка перебуває в умовах дії розподіленого навантаження $p(x)$. Вважаємо, що балка є ізотропним лінійно-пружним матеріальним континуумом. Нижня і верхня кромки балки вільні від дотичних зусиль, на торцях напруження відсутні (рис. 1, a).

Виклад основного матеріалу досліджень

В літературі [6, 7] відомі ефективні методи розв'язування задачі про згин балки при сталому зовнішньому навантаженні. Однак у вказаних роботах задача про згин балки замінена задачею про рівновагу полоси, до бокових граней якої прикладено дотичні зусилля $\tau_{xy}(L, y)$ (рис. 1, b), які зрівноважують зовнішнє навантаження p , тобто

$$\int_0^H \tau_{xy}(L, y) dy = pL. \quad (1)$$

Враховуючи принцип Сен-Венана, наявні в літературі розв'язки є досить адекватними при описі згину балок. Але подальший аналіз задачі про визначення напружено-деформованого стану залізобетонної балки з тріщиною вимагає більш точного підходу, особливо в околі точок $x = \pm L$, тобто на торцях балки, де можливе зародження і розповсюдження похилих тріщин.

В даній роботі поставимо задачу про отримання розрахункових формул для компонент тензора напружень у балці в довільному перерізі, в тому числі й там, де можливе зародження тріщини.

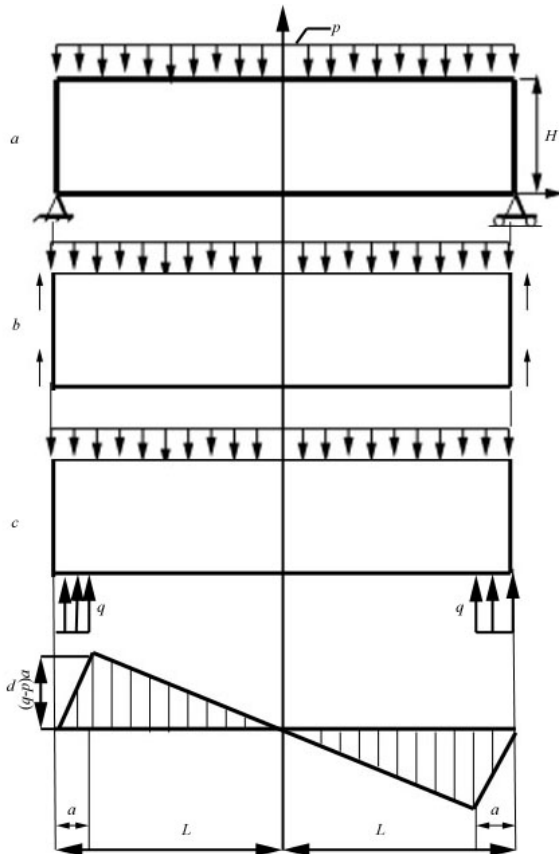


Рис. 1. Статично-визначена балка: *a* – балка на двох опорах; *b* – рівновага полоси з дотичними зусиллями на гранях; *c* – рівномірне розподілення опорних реакцій; *d* – епюра перерізувачи сил

Запишемо граничні умови задачі:

$$\begin{aligned} \sigma_y &= -p(x) \text{ при } y = H, \\ \tau_{xy} &= 0 \text{ при } y = 0, y = H, \\ \sigma_x &= 0, \tau_{xy} = 0 \text{ при } x = \pm L. \end{aligned} \quad (2)$$

Опорні реакції замінимо розподіленням навантаженням, яке діє на деякій скінченній ділянці по ширині опори.

Почнемо з більш простішого випадку сталого навантаження в околі опор (рис. 1, *c*). Доповнимо граничні умови (2), вважаючи що при $y = 0$ має місце додаткова умова

$$\sigma_y = -q(x) = \begin{cases} 0, & 0 \leq |x| \leq L - a, \\ q, & L - a < |x| \leq L, \end{cases} \quad (3)$$

причому в умові (3) a – ширина опори.

В результаті маємо задачу теорії пружності про визначення напружено-деформованого стану в системі, що розглядається, за граничних умов (2), (3).

Розкладемо зовнішнє навантаження $p(x)$ в ряд Фур'є за косинусами з вимогою про відсут-

ність вільного члена шляхом продовження функції $p(x)$ на інтервал довжиною $4L$ ($-2L \leq x \leq 2L$) таким чином: $p(2L - x) = -p(x)$; $0 \leq x \leq L$; $p(-x) = p(x)$; $-2L \leq x \leq 2L$ (рис. 2, *a*). В результаті отримуємо:

$$\begin{aligned} p(x) &= \sum_{k=1}^{\infty} p_k \cos \alpha_k x, \quad p_{2k} = 0, \\ p_k &= \frac{4p}{(2n-1)\pi} (-1)^{n+1}, \quad k = 2n-1. \end{aligned} \quad (4)$$

Поступаючи аналогічним чином стосовно функції $q(x)$ (рис. 2, *b*) у граничній умові (3), матимемо

$$\begin{aligned} q(x) &= \sum_{k=1}^{\infty} q_k \cos \alpha_k x, \\ q_k &= \frac{4q(-1)^k}{(2k-1)\pi} \left[1 - \cos \frac{(2k-1)\pi a}{2L^2} \right]. \end{aligned} \quad (5)$$

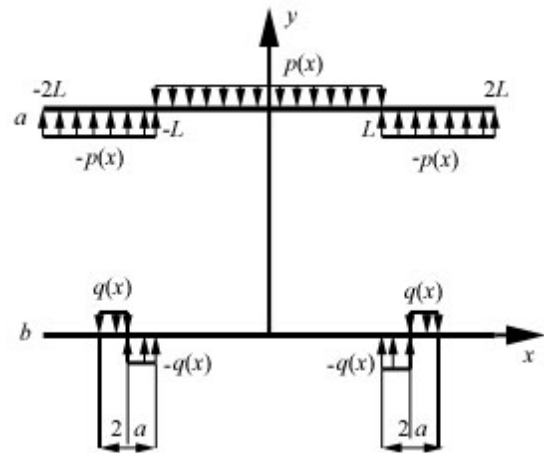


Рис. 2. Графік функцій $p(x)$ (*a*) і $q(x)$ (*b*) на розширеному інтервалі ($-2L \leq x \leq 2L$)

Шукані компоненти тензора напружень виразимо через бігармонійну функцію $Epi U$ [8]:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 U}{\partial y^2}; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 U}{\partial x^2}; \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 U}{\partial x \partial y}.$$

Оскільки функція Epi парна по змінній x , то її можна подати у вигляді:

$$\begin{aligned} U &= \sum_{k=1}^{\infty} (A_k \operatorname{ch} \alpha_k y + B'_k y \operatorname{ch} \alpha_k y + \\ &+ B_k \operatorname{sh} \alpha_k y + C_k y \operatorname{sh} \alpha_k y) \cos \alpha_k x, \end{aligned}$$

на основі чого маємо таке представлення для компонент тензора напружень:

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_x &= \sum_{k=1}^{\infty} \left[(A_k \alpha_k + 2C_k) \alpha_k \operatorname{ch} \alpha_k y + \right. \\ &+ (2B'_k + B_k \alpha_k) \alpha_k \operatorname{sh} \alpha_k y + \\ &+ y \alpha_k^2 (B'_k \operatorname{ch} \alpha_k y + C_k \operatorname{sh} \alpha_k y) \left. \right] \cos \alpha_k x; \\ \sigma_y &= - \sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k^2 (A_k \operatorname{ch} \alpha_k y + B'_k y \operatorname{ch} \alpha_k y + \\ &+ B_k \operatorname{sh} \alpha_k y + C_k y \operatorname{sh} \alpha_k y) \cos \alpha_k x; \\ \tau_{xy} &= \sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k \left[(A_k \alpha_k + C_k) \operatorname{sh} \alpha_k y + \right. \\ &+ (B'_k + B_k \alpha_k) \operatorname{ch} \alpha_k y + \\ &+ y \alpha_k (B'_k \operatorname{sh} \alpha_k y + C_k \operatorname{ch} \alpha_k y) \left. \right] \sin \alpha_k x. \end{aligned} \right. \quad (6)$$

На основі залежностей (6) з граничної умови $\sigma_x = 0$ при $x = \pm L$ маємо $\alpha_k = \frac{\pi k}{2L} (k = 2n - 1)$. Далі з умови (3) буде

$$A_k = \frac{q_k}{\alpha_k^2}. \quad (7)$$

Задоволення граничної умови $\tau_{xy} = 0$ при $y = 0$ дає

$$B'_k = -\alpha_k B_k. \quad (8)$$

В результаті, беручи до уваги залежності (5), (7), (8), співвідношення (6) можна переписати таким чином:

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_x &= \sum_{k=1}^{\infty} \left[(q_k + 2C_k \alpha_k) \alpha_k \operatorname{ch} \alpha_k y - \right. \\ &- B_k \alpha_k^2 \operatorname{sh} \alpha_k y + \\ &+ y \alpha_k^2 (-\alpha_k B_k \operatorname{ch} \alpha_k y + C_k \operatorname{sh} \alpha_k y) \left. \right] \cos \alpha_k x; \\ \sigma_y &= - \sum_{k=1}^{\infty} \left[q_k \operatorname{ch} \alpha_k y + \alpha_k^2 B_k \operatorname{sh} \alpha_k y + \right. \\ &+ y \alpha_k^2 (-\alpha_k B_k \operatorname{ch} \alpha_k y + C_k \operatorname{sh} \alpha_k y) \left. \right] \cos \alpha_k x; \\ \tau_{xy} &= \sum_{k=1}^{\infty} \left[(q_k + C_k \alpha_k) \operatorname{sh} \alpha_k y + \right. \\ &+ y \alpha_k^2 (-\alpha_k B_k \operatorname{sh} \alpha_k y + C_k \operatorname{ch} \alpha_k y) \left. \right] \sin \alpha_k x. \end{aligned} \right. \quad (9)$$

В отриманих залежностях (9) невідомими залишаються коефіцієнти B_k , C_k ; для їх визначення використаємо дві з умов (2), а саме:

$\tau_{xy} = 0$ і $\sigma_y = -p(x)$ при $y = H$. В результаті приходимо до системи двох лінійних рівнянь

$$\begin{aligned} &q_k \operatorname{sh} \alpha_k H + C_k \alpha_k \operatorname{sh} \alpha_k H + \\ &+ H \alpha_k^2 (-\alpha_k B_k \operatorname{sh} \alpha_k H + C_k \alpha_k \operatorname{sh} \alpha_k H) = 0; \\ &q_k \operatorname{ch} \alpha_k H + B_k \alpha_k^2 \operatorname{sh} \alpha_k H + \\ &+ H \alpha_k^2 (-\alpha_k B_k \operatorname{ch} \alpha_k H + C_k \operatorname{sh} \alpha_k H) = p_k, \end{aligned}$$

розв'язком якої є

$$\begin{aligned} B_k &= \frac{\alpha_k H \operatorname{ch} \alpha_k H + \operatorname{sh} \alpha_k H}{\alpha_k^2 \operatorname{sh}^2 \alpha_k H - \alpha_k^2 H^2} p_k - \\ &- \frac{\operatorname{sh} \alpha_k H \alpha_k H + \alpha_k H}{\alpha_k^2 \operatorname{sh}^2 \alpha_k H - \alpha_k^2 H^2} q_k; \\ C_k &= \frac{\operatorname{sh} \alpha_k H (p_k \alpha_k H - q_k \operatorname{sh} \alpha_k H)}{\alpha_k (\operatorname{sh}^2 \alpha_k H - \alpha_k^2 H^2)}. \end{aligned} \quad (10)$$

Формули (9) і залежності (10) дають розв'язок розглядуваної задачі про згин балки, за виключенням умови відсутності дотичних напружень на торцях балки. Для рівнодійної R напружень τ_{xy} маємо формулу

$$R = \int_0^y \tau_{xy} dy \text{ при } x = \pm L,$$

підставляючи в яку вираз для τ_{xy} з (9), отримуємо:

$$R = \sum_{k=1}^{\infty} \frac{p_k - q_k}{\alpha_k} \sin \alpha_k L. \quad (11)$$

Зауважимо, що права частина виразу (11) є рівнодійною зовнішнього силового навантаження $p(x)$ та опорної реакції $q(x)$. Використавши співвідношення (4), (5), дістаємо вираз для рівнодійної:

$$\begin{aligned} R &= p \frac{8L}{\pi^2} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{1}{(2k-1)^2} - \\ &- q \frac{8L}{\pi^2} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{1}{(2k-1)^2} \left[1 - \cos \frac{(2k-1)\pi a}{2L} \right]. \end{aligned} \quad (12)$$

Запишемо відомі [9] залежності

$$\sum_{k=1}^{\infty} \frac{1}{(2k-1)^2} = \frac{\pi^2}{8}; \quad \sum_{k=1}^{\infty} \frac{\cos(2k-1)\xi}{(2k-1)^2} = \frac{\pi}{4} \left(\frac{\pi}{4} - \xi \right),$$

підставляючи які у співвідношення (12), поклавши при цьому $\xi = \frac{\pi a}{2L}$, приходимо до рівності

$R = pL - qa$. Однак з умови рівноваги балки випливає $pL = qa$, звідки остаточно маємо $R = 0$, тобто побудований розв'язок про згин балки на основі рівнянь і залежностей теорії пружності задовольняє всім граничним умовам (2) за винятком відсутності дотичних зусиль на торцях балки, де маємо $R = 0$ при $x = \pm L$.

Будь-який метод розв'язування математично сформульованої задачі науково-технічного спрямування має забезпечити отримання результату, який би кількісно і якісно відображав найсуттєвіші особливості досліджуваної проблеми.

Основна мета розгляду задач механіки полягає в тому, щоб отримані аналітичні залежності набули значної завершеності; цієї мети можна досягнути, якщо отримані загальні формули допускають проведення обчислень з фізично виправданою точністю.

Залежності (9) мають дещо незручну форму, пов'язану з наявністю безмежних рядів, в яких до того ж фігурують гіперболічні синуси і косинуси. Тому для побудови розрахункових алгоритмів на основі отриманих залежностей необхідно здійснити перетворення виразів (9) у форму, зручну для програмування з метою недопущення переповнення при виконанні програми.

Загальний аналіз збіжності рядів для напружень з використанням асимптотичних наближень виявив дуже повільну їх збіжність на границі тіла і в точках, достатньо близьких до границі. Тому виконаємо процедуру покращення збіжності на основі виділення і представлення в замкнутому вигляді їх повільно збіжних частин [10].

Оскільки $\alpha_k y \gg 1$, то $\text{sh}^2 \alpha_k H \gg \alpha_k^2 H^2$, $\text{sh} \alpha_k y \approx \text{ch} \alpha_k y$. З урахуванням вказаних асимптоти формули для сталих B_k , C_k можна подати у такому вигляді

$$B_k = \frac{(\alpha_k H + 1)}{\alpha_k^2 \text{sh}^2 \alpha_k H} p_k - \frac{1}{\alpha_k^2} q_k,$$

$$C_k = \frac{1}{\text{sh} \alpha_k H} p_k - \frac{1}{\alpha_k} q_k.$$

В результаті отримуємо наступні формули для визначення напружень:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sum_{k=1}^{k_x-1} \left[(q_k + 2C_k \alpha_k) \alpha_k \text{ch} \alpha_k y - \right. \\ &\quad \left. - B_k \alpha_k^2 \text{sh} \alpha_k y + y \alpha_k^2 (-\alpha_k B_k \text{ch} \alpha_k y + C_k \text{sh} \alpha_k y) \right] \cos \alpha_k x + \\ &\quad + \sum_{k=k_x}^{\infty} (\alpha_k H - \alpha_k y - 1) p_k e^{-\alpha_k (H-y)} \cos \alpha_k; \\ \sigma_y &= - \sum_{k=1}^{k_y-1} \left[q_k \text{ch} \alpha_k y + \alpha_k^2 B_k \text{sh} \alpha_k y + \right. \\ &\quad \left. + y \alpha_k^2 (-\alpha_k B_k \text{ch} \alpha_k y + C_k \text{sh} \alpha_k y) \right] \cos \alpha_k x + \\ &\quad + \sum_{k=k_y}^{\infty} (\alpha_k y - \alpha_k H - 1) p_k e^{-\alpha_k (H-y)} \cos \alpha_k; \\ \tau_{xy} &= \sum_{k=1}^{k_{xy}-1} \left[(q_k + C_k \alpha_k) \text{sh} \alpha_k y + \right. \\ &\quad \left. + y \alpha_k^2 (-\alpha_k B_k \text{sh} \alpha_k y + C_k \text{ch} \alpha_k y) \right] \sin \alpha_k x + \\ &\quad + \sum_{k=k_{xy}}^{\infty} (\alpha_k y - \alpha_k H) p_k e^{-\alpha_k (H-y)} \sin \alpha_k. \end{aligned} \quad (13)$$

У формулах (13) номери k_x, k_y, k_{xy} – найменші значення індексу сумування, за яких прямий розрахунок за формулами (9) дає переповнення порядку відповідно для напружень σ_x , σ_y і τ_{xy} .

Числовий аналіз за розрахунковими формулами (13) проведено при таких параметрах: $H/L = 0,3$; $a/l = 0,1$. Результати досліджень безрозмірних величин напружень σ_x, σ_y і τ_{xy} показано у вигляді графіків на рис. 3–6.

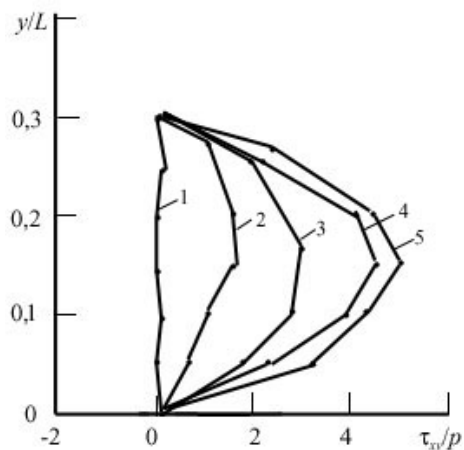


Рис. 3. Зміна безрозмірного дотичного τ_{xy}/p

напруження залежно від висоти: крива:

1 – $x/L = -1$; 2 – $x/L = -0,95$; 3 – $x/L = -0,9$;

4 – $x/L = -0,85$; 5 – $x/L = -0,8$

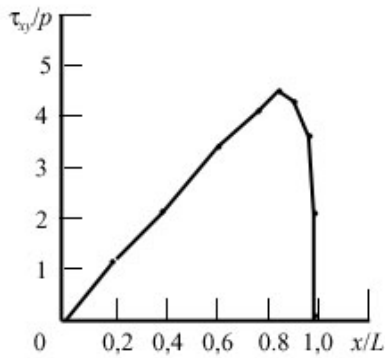


Рис. 4. Зміна безрозмірного дотичного τ_{xy}/p напруження вздовж довжини балки при $y = 0,5H = 0,15$ м

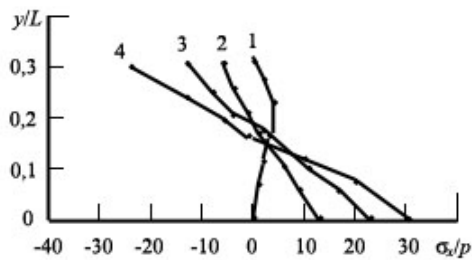


Рис. 5. Зміна безрозмірного нормального σ_x/p напруження залежно від висоти: крива: 1 – $x/L = -1$; 2 – $x/L = -0,75$; 3 – $x/L = -0,5$; 4 – $x/L = 0$

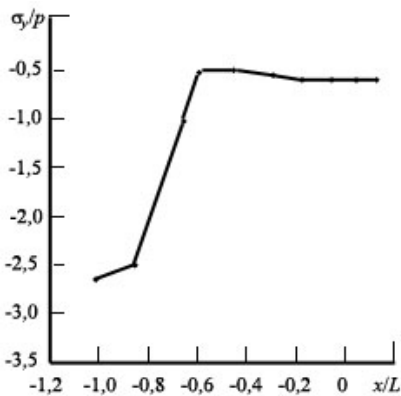


Рис. 6. Зміна безрозмірного σ_y/p напруження вздовж довжини балки при $y = 0,5H = 0,15$ м

Співставимо результати розрахунку компонент σ_x і τ_{xy} , обчислених згідно формул (13), з відповідними значеннями, розрахованими за відомими формулами опору матеріалів [11]:

$$\sigma_x = \frac{M(x) \left(\frac{H}{2} - y \right)}{I_x}, \quad \tau_{xy} = \frac{Q(x) S(y)}{I_x b}. \quad (14)$$

У формулах (14) позначено: $M(x)$ – згинний момент; $Q(x)$ – перерізувача сила, епюра якої представлена на рис. 1, d ; $I_x = \frac{bH^3}{12}$ – момент інерції поперечного перерізу відносно головної центральної осі; $S(y) = \frac{y(H-y)b}{2}$ – статичний момент частини поперечного перерізу відносно головної центральної осі.

При підрахунках згідно залежностей (14) згинний момент обчислювався за формулами:

- над опорою ($-L < x < -L + a$)

$$M(x) = (q - p) \frac{(L + x)^2}{2};$$

- між опорами ($-L + a < x < L - a$)

$$M(x) = qa \left(L + x - \frac{a}{2} \right) - p \frac{(L + x)^2}{2}.$$

Результати відповідних числових розрахунків дотичних і нормальних напружень показано на рис. 7 і рис. 8.

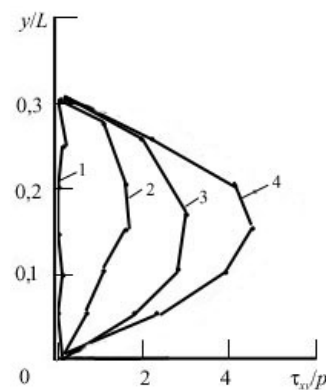


Рис. 7. Зміна безрозмірного дотичного τ_{xy}/p напруження вздовж довжини балки при $y = 0,5H = 0,15$ м

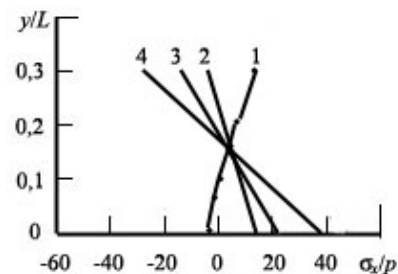


Рис. 8. Зміна безрозмірного дотичного τ_{xy}/p напруження вздовж довжини балки при $y = 0,5H = 0,15$ м

Висновки

Запропоновано аналітичний метод визначення напружень згинної балки на базі рівнянь теорії пружності. На відміну від методів опору матеріалів розв'язок будується без застосування принципу Сен-Венана; це досягається шляхом заміни опорних реакцій дією сталого розподіленого навантаження на деякій скінченній ділянці в околі опор. Виконано співставлення числових результатів поведінки нормальних і дотичних напружень з відповідними значеннями, підрахованими за формулами опору матеріалів. Встановлено, що вони співпадають на ділянці 0,8 довжини прольоту балки.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Гвоздев, А. А. К вопросу о теории железобетонных конструкций [Текст] / А. А. Гвоздев // Бетон и железобетон. – 1980. – № 4. – С. 29-31.
2. Зайцев, Ю. В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения [Текст] / Ю. В. Зайцев. – М.: Стройиздат, 1982. – 196 с.
3. Лучко, Й. Й. Механика разрушения бетона (обзор) [Текст] / Й. Й. Лучко // Физ.-хим. механика материалов. – 1991. – № 3. – С. 3-13.
4. Холмянский, М. М. К использованию расширенной информации при расчете железобетонных элементов на чистый изгиб [Текст] / М. М. Холмянский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1978. – № 2. – С. 38-42.
5. Панасюк, В. В. О важнейших исследованиях по физико-химической механике материалов [Текст] / В. В. Панасюк // Физ.-хим. механика материалов. – 1974. – № 4. – С. 3-13.
6. Тимошенко, С. П. Статический и динамические проблемы теории упругости [Текст] / С. П. Тимошенко. – К.: Наук. думка, 1975. – 506 с.
7. Безухов, Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести [Текст] / Н. И. Безухов. – М.: Высш. шк., 1961. – 583 с.
8. Новацкий, В. Теория упругости [Текст] / В. Новацкий. – М.: Мир, 1975. – 872 с.
9. Градштейн, И. С. Таблицы интегралов, сумм, рядов и произведений [Текст] / И. С. Градштейн, И. М. Рыжик. – М.: Наука, 1986. – 1108 с.
10. Гринченко, В. Т. Равновесие и установившиеся колебания упругих тел конечных размеров [Текст] / В. Т. Гринченко. – К.: Наук. думка, 1978. – 264 с.
11. Справочник по сопротивлению материалов [Текст] / Г. С. Писаренко, А. П. Яковлев, В. В. Матвеев; отв. ред. Г. С. Писаренко. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Наук. думка, 1988. – 736 с.

Надійшла до редколегії 01.03.2010.

Прийнята до друку 15.03.2010.

Й. Й. ЛУЧКО (Львівська філія ДПТУ), М. І. ІГНАТИШИН (Мукачівський державний університет)

ЧИСЛОВІ ТА АНАЛІТИЧНІ МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ МОСТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ

У статті розглянуто числові та аналітичні методи розрахунку напружено-деформованого стану мостових конструкцій. Сформульовано постановку задачі підвищення надійності та точності числового метода та способу її вирішення шляхом проведення розрахунків у двох базисах. Отримано аналітичний розв'язок диференціального рівняння деформації залізобетонної плити, що знаходиться під дією системи локальних навантажень.

В статье рассмотрены числовые и аналитические методы расчета напряженно-деформированного состояния мостовых конструкций. Сформулированы постановка задачи повышения надежности и точности числового метода и способ ее решения путем проведения расчетов в двух базисах. Получено аналитическое решение дифференциального уравнения деформации железобетонной плиты, которая находится под действием системы локальных нагрузок.

In this article the numerical and analytical methods of calculation of the stressed-and-strained state of bridge constructions are considered. The task on increasing of reliability and accuracy of the numerical method and its solution by means of calculations in two bases are formulated. The analytical solution of the differential equation of deformation of a ferro-concrete plate under the action of local loads is also obtained.

Постановка проблеми

В свій час щорічно в Радянському Союзі будувалось декілька сотень мостів та багато тисяч малих штучних споруд на дорогах. Зараз в Україні налічується тисячі мостів з яких значна частина потребує ремонту та реконструкції. Актуальною є проблема проведення проектних робіт по ремонту, реконструкції автомобільних і залізничних мостів, зокрема, проведення розрахунку та моделювання деформацій і навантажень, які виникають в різних частинах моста. Проблема ця комплексна. Вона включає наукову, технічну та фахову складову. Для проведення значної та нестандартної кількості проектних робіт необхідні наукові розробки. Наукові розробки, в свою чергу, необхідно трансформувати в технічні засоби одним з яких є програмний продукт для проектування. Для здійснення наукових розробок та їх трансформації в технічні засоби необхідно підготувати відповідних фахівців.

Аналіз останніх публікацій з розглядуваної проблеми. Не дивлячись на доволі високий розвиток науки про розрахунок напружено-деформованого стану [1–3], [19], в минулому столітті, навіть, в розвинутій країні США вприв'язу зірвалася сотня мостів. Не кращай стан і в цьому столітті. Серед катастроф мостів є такі, що зруйнувалися внаслідок помилкових розрахунків.

Широкого застосування набули метод скінчених елементів, що виник в 60-х роках минулого століття [5, 8, 16, 17], варіаційні методи [6, 14, 15], методи функціонального аналізу [4, 9, 10].

Постановка завдання

Із всього різноманіття згаданих вище проблем зупинимось на тій, яка є першою ланкою в ланцюзі, що приводить до утворення споруди, – моста. Цією першою ланкою є етап математичного моделювання елементів мостових конструкцій та процедура отримання розв'язку.

Виклад основного матеріалу

Розглянемо моделі, що описують деформацію основних елементів мостових конструкцій: опора, балка, плита. Їх можна записати в так званій операторній формі:

$$\hat{A}u = q, \quad (1)$$

де $\hat{A}$ – оператор, що є математичною моделлю конструктивного елемента моста; q – функція залежності навантаження від координат, u – функція залежності деформації від координат.

Функція u на краях може дорівнювати нулю або задовольняти крайовим умовам в операторній формі:

$$\hat{K}_i u = h_i. \quad (2)$$

Вигляд операторів $\hat{K}_i$ визначається способом закріплення відповідного елемента конструкції моста.

Співвідношення (1) та (2) утворюють крайову задачу.

Методи розв'язку крайових задач можна умовно розділити на дві групи: чисельні й аналітичні.

Далеко не всі задачі можуть бути вирішені аналітичними методами, а чисельні методи дають принципово наближений результат.

Аналіз наукових джерел свідчить, що перевага надається чисельним методам, причому в певній системі базисних функцій. Відсутні роботи з порівняння чисельних розв'язків в різних базисних функціях з аналітичними розв'язками, а також порівняння чисельних розв'язків в різних базисах. Таке порівняння може бути використано як критерій необхідної степені дискретизації представлення числового розв'язку.

Числові методи

Наближений розв'язок $\tilde{u}$ як відрізок ряду має вигляд:

$$\tilde{u} = \sum_{i=1}^n \tilde{u}^i e_i, \quad (3)$$

де при заданому базисі e_i набір чисел $\{\tilde{u}^i\}$ однозначно визначає $\tilde{u}$.

На рис. 1 умовно зображено точний розв'язок у нескінченновимірному просторі вектором $u(x, y)$, а проекції точного розв'язку на скінченновимірні підпростори B_1 та B_2 відповідно $u_1(x, y)$ та $u_2(x, y)$.

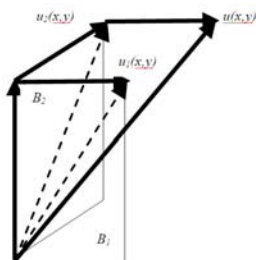


Рис. 1. Проекція точного розв'язку з нескінченновимірного гільбертового простору на скінченновимірні підпростори

Розглянемо чисельні методи на прикладі моделювання опори та балки, оскільки для цих конструктивних елементів існує точний аналітичний розв'язок. Розв'язки будемо шукати

окремо як проекції на підпростір поліноміальних функцій та тригонометричних функцій. Поставимо за мету порівняти отримані розв'язки.

Опора. Оператор $\hat{A} = E \frac{d}{dx}$, що описує деформування опори [12, 18] разом з умовою закріплення опори $u(0) = 0$ утворює крайову задачу

$$E \frac{d}{dx} = \sigma(x), \quad (4)$$

де $\sigma(x)$ – напруження, що виникає в перерізі мостової опори з координатою x .

З метою оцінки ефективності застосування числового проекційного методу розв'язку диференціального рівняння деформації мостової опори (4) використаємо прямий варіаційний метод Гальоркіна на базі поліноміальних і тригонометричних функцій. Розрахункову схему розглядуваної конструкції відповідно до застосовуваного числового методу подано на рис. 2.

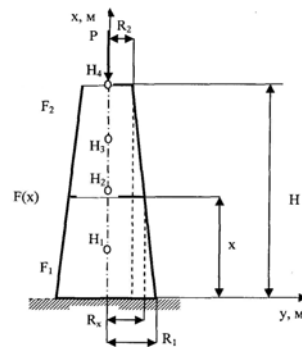


Рис. 2. Мостова опора – зрізаний конус з вузлами H_1, H_2, H_3, H_4

Таким чином, трактуємо мостову опору як скінчений елемент з чотирма вузлами H_1, H_2, H_3, H_4 . Розв'язок диференціального рівняння (4) в змінних $\eta = x/H$ (H – висота опори) буде

$$u(\eta) = H_1 e(\eta)_1 + H_2 e(\eta)_2 + H_3 e(\eta)_3 + H_4 e(\eta)_4, \quad (5)$$

де $e(\eta)_i$ – базисні вектори в підпросторі Гільберта; H_i – вагові коефіцієнти, що знаходяться так:

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \end{pmatrix} = \Lambda^{-1} \vec{b}, \quad (6)$$

$$\text{де } \Lambda_{ij} = E \int_0^1 e_j(\eta) \frac{d e_i(\eta)}{d \eta} d \eta ;$$

$$b_j = \int_0^1 e_j(\eta) \sigma(\eta) d \eta .$$

Поліноміальний базис:

$$\begin{cases} e_1(\eta) = 16\eta - \frac{208}{3}\eta^2 + 96\eta^3 - \frac{128}{3}\eta^4; \\ e_2(\eta) = -12\eta + 79\eta^2 - 128\eta^3 + 64\eta^4; \\ e_3(\eta) = \frac{16}{3}\eta - \frac{112}{3}\eta^2 + \frac{224}{3}\eta^3 - \frac{128}{3}\eta^4; \\ e_4(\eta) = -\eta + \frac{22}{3}\eta^2 - 16\eta^3 + \frac{32}{3}\eta^4. \end{cases} \quad (7)$$

Тригонометричний базис:

$$\begin{cases} e_1(\eta) = -34,960 + 31,948 \cos\left(\frac{\pi}{2}\eta\right) + \\ + 37,972 \sin\left(\frac{\pi}{2}\eta\right) + 3,0120 \cos(\pi\eta) - \\ - 14,473 \sin(\pi\eta); \\ e_2(\eta) = -34,960 + 49,434 \cos\left(\frac{\pi}{2}\eta\right) - \\ - 49,434 \sin\left(\frac{\pi}{2}\eta\right) + 3,0120 \cos(\pi\eta) - \\ - 14,473 \sin(\pi\eta); \\ e_3(\eta) = -34,960 + 37,972 \cos\left(\frac{\pi}{2}\eta\right) - \\ - 31,948 \sin\left(\frac{\pi}{2}\eta\right) - 3,0120 \cos(\pi\eta) - \\ - 14,473 \sin(\pi\eta); \\ e_4(\eta) = 10,743 - 12,373 \cos\left(\frac{\pi}{2}\eta\right) - \\ - 8,1138 \sin\left(\frac{\pi}{2}\eta\right) + 1,6295 \cos(\pi\eta) + \\ + 3,7407 \sin(\pi\eta). \end{cases} \quad (8)$$

Порівняння розв'язків, отриманих в різних базисах в точці найбільшого переміщення показує, що відхилення від аналітичного розв'язку становить 0,4...0,03 %. Однак, слід зауважити, що вздовж опори відносна відмінність результатів $\varepsilon(\eta) = \frac{u_1(\eta) - u_2(\eta)}{u_1(\eta) + u_2(\eta)} \cdot 100$,

отриманих в різних базисних функціях ($u_1(\eta)$

– деформація в тригонометричному базисі, $u_2(\eta)$ – деформація в поліноміальному базисі) має суттєву різницю, яку видно з графіка (рис. 3).

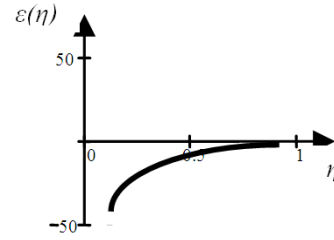


Рис. 3. Відносна відмінність результатів, отриманих в різних базисах

Отже, форма кривої на рис. 3 вказує на те, що біля основи опори має місце значна розбіжність результатів отриманих у різних базисах.

Балка. Оператор $\hat{A} = EJ \frac{d^4}{dx^4}$, що описує деформацію балки.

Диференціальне рівняння деформації балки [13] має вигляд

$$EJ \frac{d^4 u}{dx^4} = q(x), \quad (9)$$

де E – модуль Юнга; $u(x)$ – поперечне зміщення осової лінії балки; x – поздовжня координата; $q(x)$ – поперечне рівномірно розподілене навантаження на балку.

Розв'язок диференціального рівняння (9) в змінних $\eta = x/L$ (L – довжина балки) буде

$$u(\eta) = \sum_{i=1}^n H_i e(\eta)_i. \quad (10)$$

Розглянемо випадок, коли балка консольно зашкреплена зліва та вільно оперта справа відповідно до крайових умов

$$u(0) = u(1) = 0; \quad \frac{du(0)}{d\eta} = 0; \quad \frac{d^2 u(1)}{d\eta^2} = 0. \quad (11)$$

Розрахункову схему розглядуваної конструкції подано на рис. 4.

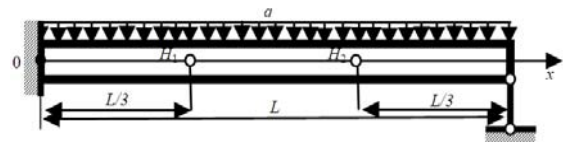


Рис. 4. Балка консольно зашкреплена зліва і вільно оперта справа:

L – довжина балки; q – поперечне рівномірно розподілене навантаження на балку; H_1 та H_2 – вузли всередині балки

Поліноміальний базис, $n = 2$:

$$\begin{cases} e_1(\eta) = \eta(1-\eta) \times \left(\frac{486}{13}\eta - \frac{1134}{13}\eta^2 + \frac{1215}{26}\eta^3 \right); \\ e_2(\eta) = \eta(1-\eta) \times \left(-\frac{729}{52}\eta + \frac{1377}{26}\eta^2 - \frac{1701}{52}\eta^3 \right). \end{cases} \quad (12)$$

Тригонометричний базис, $n = 3$:

$$\begin{cases} e_1(\eta) = 0,538 \cos(\pi\eta) - 1,484 \sin(\pi\eta) + \\ + 1,077(1 - \cos(2\pi\eta)) - 0,261 \sin(2\pi\eta) - \\ - 0,538 \cos(3\pi\eta) + 0,669 \sin(3\pi\eta); \\ e_2(\eta) = -0,223 \cos(\pi\eta) + 1,261 \sin(\pi\eta) - \\ - 0,446(1 - \cos(2\pi\eta)) + 0,315 \sin(2\pi\eta) + \\ + 0,223 \cos(3\pi\eta) - 0,631 \sin(3\pi\eta); \\ e_3(\eta) = 0,092 \cos(\pi\eta) + 0,038 \sin(\pi\eta) + \\ + 0,185(1 - \cos(2\pi\eta)) - 0,631 \sin(2\pi\eta) - \\ - 0,092 \cos(3\pi\eta) + 0,408 \sin(3\pi\eta). \end{cases} \quad (13)$$

Розбіжність результатів, отриманих числовим методом в різних базисах для консольно закріпленої з обох боків балки зменшується з 50 % (чотири вузли зі значеннями $\eta = 0, 1/3, 2/3, 1$) до 12 % (п'ять вузлів з значеннями $\eta = 0, 1/4, 1/2, 3/4, 1$), якщо збільшити кількість вузлів. Нами виявлено зростання відносної розбіжності результатів, отриманих в різних базисах при стрибкоподібній зміні навантаження вздовж балки.

З проведених нами досліджень впливають наступні положення:

- максимальна відносна розбіжність результатів, отриманих в різних базисах для вільно-опертої на обох краях балки становить ≈ 2 %;

- для консольно закріпленої ≈ 50 %. З рис. 5, с бачимо, що на консольно закріпленому краї ε % має більше значення, ніж на вільно опертому, відповідно ≈ 50 % та ≈ 2 %.

На даний час задачі обчислювального характеру з використанням персональних комп'ютерів (ПК) можна вирішувати на трьох основних рівнях:

1. В середовищі вибраної системи програмування;
2. На основі спеціальних обчислювальних процедур і програм;
3. При допомозі спеціальних пакетів програм.

Серед засобів третього рівня особливо слід виділити інтегрований багатофункціональний пакет MathCAD [7] фірми MathSoft Inc. Цей

пакет дає можливість виконувати символічні операції. Застосуємо його для отримання наступного аналітичного розв'язку.

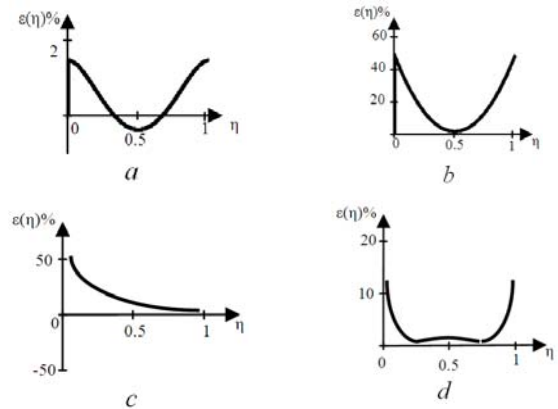


Рис. 5. Відносна відмінність результатів, отриманих в різних базисах:
а – балка вільно оперта з двох боків, б – балка консольно закріплена з двох боків, с – балка консольно закріплена зліва та вільно оперта справа, d – балка консольно закріплена з двох боків, але дискретизація більша

Аналітичний метод

Розглянемо деформацію тонкої залізобетонної мостової плити [11]. Оператор, що описує деформацію ізотропної плити

$$\hat{A} = D \left(\frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4}{\partial y^4} \right),$$

де D – циліндрична жорсткість.

Диференціальне рівняння, що описує деформацію тонкої пластини (плити), можна записати так:

$$D \nabla^2 \nabla^2 w = q, \quad (14)$$

де D – циліндрична жорсткість плити; ∇^2 – оператор Лапласа; w – поперечна деформація плити; q – питоме навантаження.

Запишемо диференціальне рівняння (14) у змінних (η, ξ) :

$$\eta = \frac{x}{a}; \quad \xi = \frac{y}{b}, \quad (15)$$

де a – довжина плити; b – ширина плити, що дозволяють компактно представити результати.

Диференціальне рівняння деформації плити:

$$\frac{1}{a^4} \frac{\partial^4 w}{\partial \eta^4} + 2 \frac{1}{a^2 b^2} \frac{\partial^4 w}{\partial \eta^2 \partial \xi^2} + \frac{1}{b^4} \frac{\partial^4 w}{\partial \xi^4} = \frac{1}{D} q(\eta, \xi), \quad (16)$$

Розв'язок:

$$w(\eta, \xi) = \sum_{i=1}^{\infty} Y_i \sin(i\pi\eta), \quad (17)$$

$$\text{де } Y_i = A_i \operatorname{sh}(\alpha\xi) + B_i \operatorname{ch}(\alpha\xi) + C_i y \cdot \operatorname{sh}(\alpha\xi) + D_i y \cdot \operatorname{ch}(\alpha\xi) + \varphi_i(\xi), \quad (18)$$

$$\text{та } \alpha = \frac{b}{a} i\pi. \quad (19)$$

Крайові умови для вільноопертої з протилежних сторін балки і вільної з двох інших:

$$\begin{cases} W(0, \xi) = W(1, \xi) = 0; \\ M_1(0, \xi) = M_1(1, \xi) = 0; \\ M_2(\eta, 0) = M_2(\eta, 1) = 0; \\ V_2(\eta, 0) = V_2(\eta, 1) = 0. \end{cases} \quad (20)$$

Локальне навантаження представимо як суму добутків двох k ступінчатих функцій, рис. 6.

$$q(\eta, \xi) = \frac{1}{ab} \sum_k \frac{F_k \lambda_k(\eta) \mu_k(\xi)}{\Delta\eta_k \Delta\xi_k}, \quad (21)$$

де F_k – сила тиску колеса на мостову плиту;

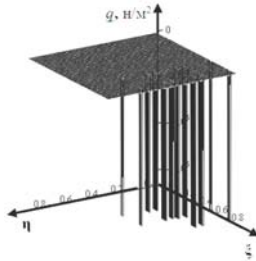


Рис. 6. Локальне навантаження 12 коліс

$$\begin{cases} \lambda_k(\eta) = \begin{cases} 1 & \text{якщо } \eta_k \leq \eta \leq \eta_k + \Delta\eta_k, \\ 0 & \text{інакше;} \end{cases} \\ \mu_k(\xi) = \begin{cases} 1 & \text{якщо } \xi_k \leq \xi \leq \xi_k + \Delta\xi_k, \\ 0 & \text{інакше.} \end{cases} \end{cases} \quad (22)$$

$\eta_k, \xi_k, \Delta\eta_k, \Delta\xi_k$, – положення та розміри площадок коліс.

Функцію $\mu(\xi)$ розкладемо в ряд Фур'є.

З крайових умов (20) знаходимо константи A_i, B_i, C_i, D_i , а з відповідного однорідного рівняння знаходимо функцію $\varphi_i(\xi)$ і одержуємо розв'язок диференціального рівняння (15):

$$W(\eta; \xi) = \frac{4}{\pi^3} \frac{b^2}{D} \sum_{k=1}^K F_k \sum_{i=1}^N f \left(\begin{matrix} i; \nu; \eta; \\ \xi; \eta_k; \xi_k; \\ \Delta\eta_k; \Delta\xi_k; \\ a; b \end{matrix} \right). \quad (23)$$

Використовуючи співвідношення (23), запишемо формулу для визначення циліндричної жорсткості плити, що пов'язана з експериментально визначеною деформацією плити

$$D = \frac{4}{\pi^3} \frac{b^2}{w(\eta; \xi)} \sum_{k=1}^K F_k \sum_{i=1}^N f \left(\begin{matrix} i; \nu; \eta; \\ \xi; \eta_k; \xi_k; \\ \Delta\eta_k; \Delta\xi_k; \\ a; b \end{matrix} \right), \quad (24)$$

де $\eta_p; \xi_p$ – координати точки вимірювання прогину моста.

За результатами статичного випробовування моста через р. Стара на автодорозі Мукачево – Рахів – Івано-Франківськ – Рогатин, км 92+700 в Закарпатській області розраховано інтегральну циліндричну жорсткість проїзної частини моста $D = 3,777 \cdot 10^{10}$ Н·м та ефективну товщину $h = 1,239$ м.

Подівавши відповідним оператором на функцію $w(\eta; \xi)$, отримаємо згинальний момент M_2 (рис. 7). Форма поверхні вказує на місце розміщення навантаження.

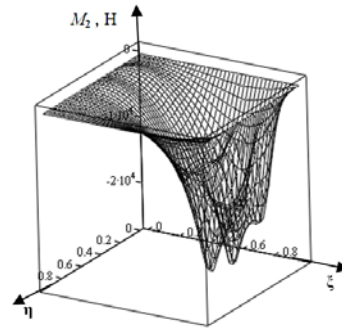


Рис. 7. Поверхневий графік згинального моменту M_2 в площині $\xi = \text{const}$

Оцінимо інтегральну точність отриманого розв'язку (23), підставивши його в вихідне диференціальне рівняння (4.61) та проінтегрувавши по всій поверхні. Значення отриманого інтегралу має наближатись до сумарного навантаження (в розглянутому випадку 46 т) тим ближче, чим більшу кількість гармонік матиме розв'язок (4.90). Отже, відносна похибка розв'язку обчислюється за формулою:

$$\varepsilon = \frac{\left| D \int_0^a \int_0^b \nabla^2 \nabla^2 w dx dy - \int_0^a \int_0^b q dx dy \right|}{\int_0^a \int_0^b q dx dy} 100.$$

Диференціальна похибка буде, відповідно:

$$\varepsilon(x, y) = \frac{|D \nabla^2 \nabla^2 w - q|}{q} 100.$$

При 20 гармоніках ми отримали інтегральну похибку розв'язку диференціального рівняння деформації мостової плити прямокутної форми з точністю $\varepsilon = 3 \%$.

Висновки

З проведених досліджень випливає, що дублювання розв'язків в двох різних базисах підвищує надійність результатів і дозволяє визначити необхідну степінь дискретизації моделі конструктивного елемента моста та обґрунтовано вибирати розміщення вузлів на поверхні або в об'ємі конструктивного елемента моста. В місцях консольного защемлення та стрибкоподібної зміни навантаження вузли повинні розміщуватися густіше.

Представлення деформації мостової плити у вигляді збіжного функціонального ряду гіперболічних та тригонометричних функцій має перевагу над числовими методами розрахунку, тому що є найбільш адекватним та інформаційно містким. Завдяки такому представленню ми можемо отримати теоретично обґрунтовані співвідношення, що пов'язують результати статичних та динамічних випробувань із механічними параметрами плити, призначені для обробки результатів натурного експерименту.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Аргирис, Дж. Современные достижения в методах расчета конструкций с применением матриц [Текст] / Дж. Аргирис; под ред. А. Ф. Смирнова : [пер. с англ.]. – М.: Изд-во иностр. лит. 1968. – 240 с.
2. Метод конечных элементов [Текст] / П. М. Варвак и др. – К.: Вища шк., 1981.
3. Васидзу, К. Вариационные методы в теории упругости и пластичности [Текст] / К. Васидзу. – М.: Мир, 1987. – 542 с.
4. Гавурин, М. К. Лекции по методам вычислений [Текст] / М. К. Гавурин. – М.: Наука, 1971. – 248 с.

5. Галлагер, Р. Метод конечных элементов. Основы [Текст] / Р. Галлагер. – М.: Мир, 1984. – 428 с.
6. Демидович, В. Н., Основы вычислительной математики [Текст] / В. Н. Демидович, И. А. Марон. – М.: Наука, 1966. – 664 с.
7. Дьяконов, В. Mathcad 2000 [Текст] : учебный курс / В. Дьяков. – СПб.: Питер, 2000. – 592 с.
8. Зенкевич, О. Конечные элементы и аппроксимация [Текст] / О. Зенкевич, К. Морган. – М.: Мир, 1986. – 318 с.
9. Коллатц, Ф. Функциональный анализ и вычислительная математика [Текст] / Ф. Коллатц. – М.: Мир, 1969. – 444 с.
10. Колмогоров, А. Н. Элементы теории функций и функционального анализа [Текст] / А. Н. Колмогоров, С. В. Фомин. – М.: Наука, 1968. – 544 с.
11. Лучко, Й. Диференціальне рівняння деформації плити та його застосування [Текст] / Й. Лучко, М. Ігнатишин // Вісник Тернопільського держ. техн. ун-ту. – 2009. – № 2.
12. Лучко, Й. Й. Визначення напружено-деформованого стану мостової опори аналітичними та числовими методами [Текст] / Й. Й. Лучко, Є. Г. Іваник, М. І. Ігнатишин // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій (зб. наук. пр.). – 2007. – Вип. 9. – Львів: Каменяр, 2007.
13. Лучко, Й. Й. Визначення деформації балкових елементів аналітичними та числовими методами [Текст] / Й. Й. Лучко, М. І. Ігнатишин // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій (зб. наук. пр.). – 2006. – Вип. 8. – Львів: Каменяр, 2006.
14. Мышкис, А. Д. Математика для вузов [Текст] : спец. курсы / А. Д. Мышкис. – М.: Наука, 1971. – 632 с.
15. Образцов, И. Ф. Вариационные методы расчета тонкостенных авиационных пространственных конструкций [Текст] / И. Ф. Образцов. – М.: Машиностроение, 1966. – 392 с.
16. Оден, Д. Конечные элементы в нелинейной механике сплошных сред [Текст] / Д. Оден. – М.: Мир, 1976. – 464 с.
17. Сегерлинд, Л. Применение метода конечных элементов [Текст] / Л. Сегерлинд. – М.: Мир, 1979. – 392 с.
18. Справочник по сопротивлению материалов [Текст]. – 2-е изд., перераб. и доп. / под ред. Г. С. Писаренко. – К.: Наук. думка, 1988. – 736 с.
19. Тимошенко, С. П. Теория упругости [Текст] / С. П. Тимошенко, Д. Гудьер. – М.: Наука, 1975. – 575 с.

Надійшла до редколегії 15.03.2010.

Прийнята до друку 23.03.2010.

И. И. ЛУЧКО (Львовский филиал ДИИТа), П. П. ЦИБЕЛЕНКО (Национальный университет «Львовская политехника»), М. В. ЛЕМБАК (Остравский технический университет, Словакия)

СТАТИЧЕСКОЕ И КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ СТЫКОВ ПАНЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ

Проведені експериментальні дослідження «сухих» стиків з болтовим з'єднанням показали, що у них були значно більші деформації, ніж у стиках з бетонним заповненням. З точки зору більшої деформативності, «сухі» стики при критичних навантаженнях більш надійні, ніж стики, заповнені бетоном.

Проведенные экспериментальные исследования «сухих» стыков с болтовым соединением показали, что у этих стыков были значительно большие деформации, чем у стыков с бетонным заполнением. С точки зрения большей деформативности, «сухие» стыки при критических нагрузках более надежны, чем стыки с заполнением бетоном.

The conducted experimental researches of «dry» joints with screw-bolt connection have shown that these joints had considerably larger deformations than the joints with the concrete filling. From the viewpoint of greater deformativeness, the «dry» joints under critical loadings are more reliable than the concrete-filled joints.

Крупнопанельное строительство жилых домов остается и далее одним из возможных решений недостающего жилья для большинства людей не только в слаборазвитых государствах, но и в более богатых странах, особенно, где имеются проблемы с строительными участками.

В связи с этим в панельных объектах были ранее, и до сих пор остаются нерешенными проблемы несущих стыков в стеновых панелях.

Стыки панельных конструкций можно разделить на следующие группы:

- а) стыки между перекрытием и стеновыми панелями;
- б) стыки между смежными и стеновыми панелями;
- в) стыки между смежными панелями перекрытий.

Стыки типа *а* являются основным звеном, влияющим на несущую способность и деформативность панельных зданий. Стыки типа *б* и *в* работают при действии перерезывающих сил в плоскости или перпендикулярно на плоскость стыка в перекрытии.

В статье проведен анализ основных стыковых соединений панелей, несущей способности и деформативности традиционных шпоночных стыков, заполненных бетоном, которые применяются и в здании из пространственных ячеек, т.н. «суперконструкциях».

Значительное количество решений вертикальных несущих стыков зависит, в основном, от различных конструктивных концепций па-

нельных зданий, местных и государственных норм и инструкций, и не в последнюю очередь, необходимости изобретать новые решения стыков, чтобы избежать конфликтов с патентными органами.

Вертикальные стыки между стеновыми панелями можно разделить по следующим критериям:

- в зависимости от взаимного расположения стыков: копланарные стыки (стыкуемые элементы находятся в одной и той же плоскости), дипланарные стыки (стыкуемые элементы находятся в двух и более перпендикулярных плоскостях);
- в зависимости от конфигурации стыкуемых плоскостей: стыки без продольных (вертикальных) швов в стыкуемых плоскостях (рис. 1, *а, б, с, д*), стыки с продольными (вертикальными) швами в стыкуемых плоскостях (рис. 2, *а, б*);

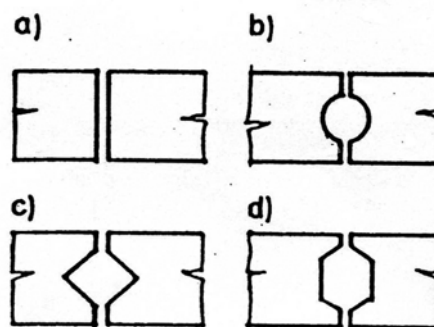


Рис. 1. Стыки с гладкими стыкуемыми плоскостями

© Лучко И. И., Цибеленко П. П., Лембак М. В., 2010

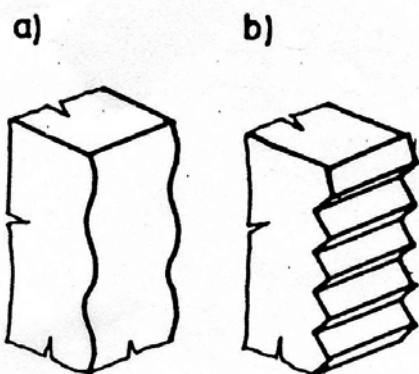


Рис. 2. Волнистые и пиловидные (шпоночные) стыки

— в зависимости от поперечного профилирования стыкуемых плоскостей стыки с гладкими или пиловидными, шпоночными стыкуемыми плоскостями, стыки со стыкуемыми плоскостями с мелкими шпонками глубиной $a_{oz} < 15$ мм, стыки со стыкуемыми плоскостями с шпонками глубиной $a_{oz} > 20$ мм (рис. 3, а, b, c, d);

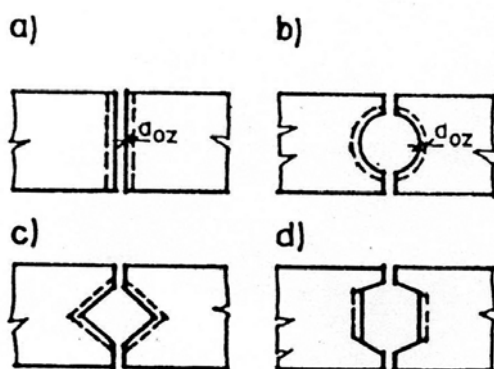


Рис. 3. Стыки с мелкими зубьями (шпонками)
 $a_{oz} < 15$ мм

— в зависимости от расположения арматуры в стыке: стыки с арматурой, расположенной в уровне перекрытия (например, в венце), стыки с арматурой, равномерно распределенной по высоте стыка в рамках каждого этажа (рис. 4, а, b).

Предположения при расчете выносливости и деформаций стыков. В ординарных предположениях при расчете выносливости и деформаций вертикальных стыков стеновых элементов предполагается, что:

— вертикальные стыки, как неотделимая часть панельных стен, принимается как сечение высотой стыка h_{st} (обычно высотой этажа) и

шириной b_{st} , причем при обработке результатов испытаний стыков и при расчете панельных стен предполагается, что $\tau \neq 0$, $\sigma_x = \sigma_y = 0$.

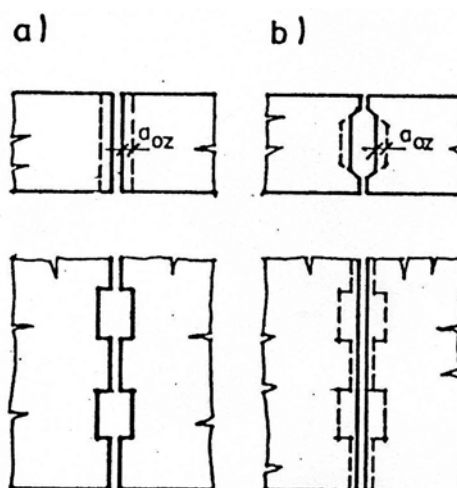


Рис. 4. Стыки с глубокими зубьями (шпонками)
 $a_{oz} > 20$ мм

В реальных сборных стеновых конструкциях, в большинстве случаев, величина нормального напряжения σ_x , перпендикулярная плоскости сечения стыка, значительно меньше, чем касательного напряжения τ_{xy} , поэтому при испытании величиной σ_x можно пренебречь; вертикальную составляющую напряжения σ_y можно частично, размещением экспериментальных элементов вертикальных стыков, снизить.

Перерезывающую силу в стыке можно определить из уравнения:

$$T = b_{st} \int_0^{h_{st}} \tau_{xy} dy. \quad (1)$$

Исходя из этого действующая сила в стыке T экспериментального элемента при достижении выносливости принимается за предел выносливости вертикального стыка T_n .

В этой стадии работа стыка доходит до резкого снижения его жесткости K_s [1–3]. Необходимо подчеркнуть, что жесткость стыков стеновых панелей предопределяет характер работы конструкций из сборных элементов.

Экспериментальное исследование «сухих» стыков. Для исследования элементов с вертикальными стыками необходимо выбрать состав элементов, который наиболее соответствует (моделирует) действительному напряженно-деформированному состоянию и возможности реализации эксперимента. На рис. 5 приведены некоторые экспериментальные фрагменты «сухих» стыков.

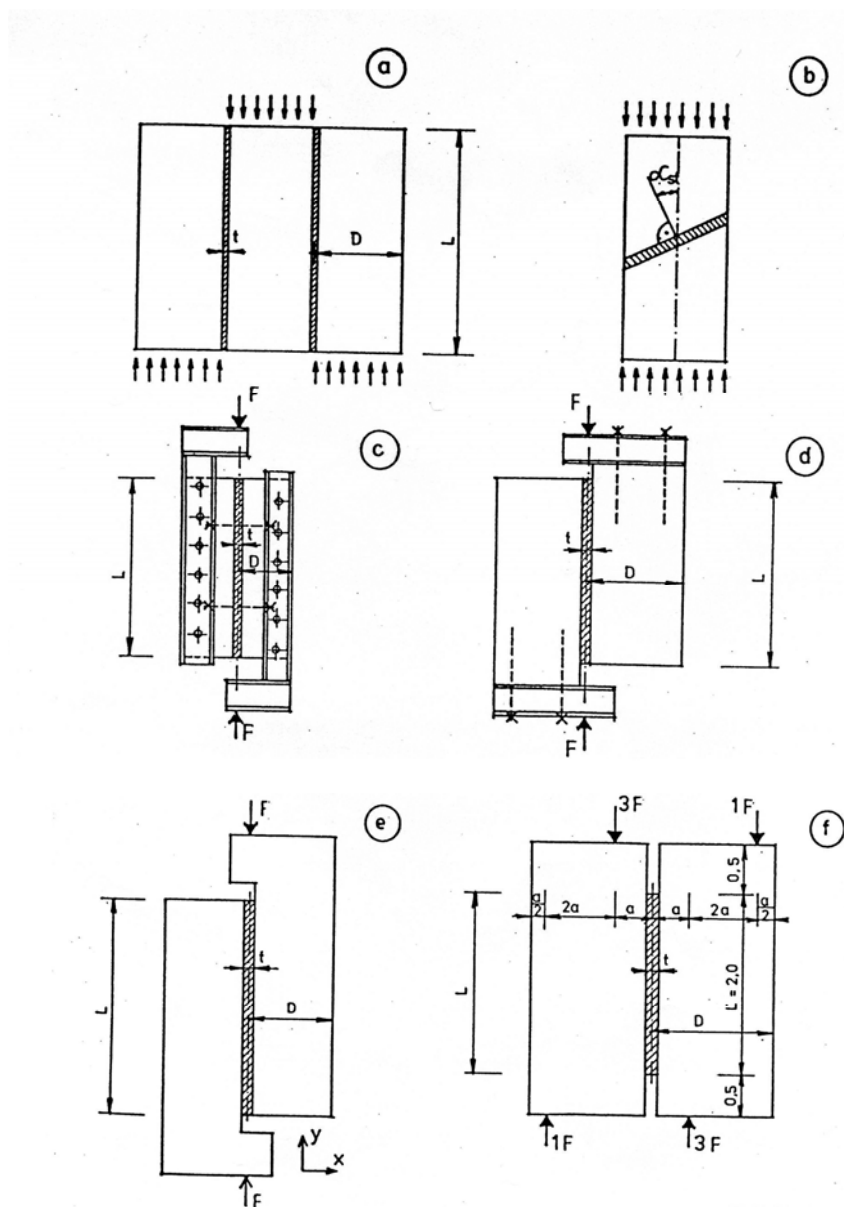


Рис. 5. Схемы различных комбинаций исследований вертикальных стыков

На рис. 6 представлены графики распределений напряжений в оси вертикального «сухого» стыка, составленного из трех экспериментальных стеновых панелей. Резонансность такого

состава фрагмента заключается в равномерном распределении напряжений по высоте стыка в сравнении с иными составами фрагментов.

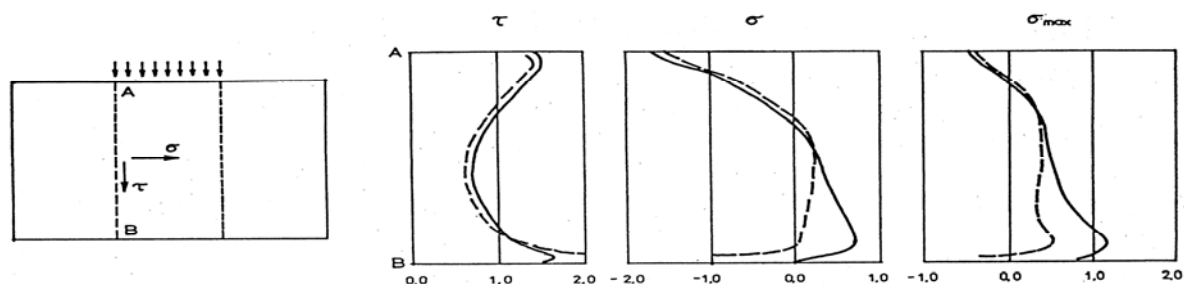


Рис. 6. Распределение напряжений в оси вертикального «сухого» стыка А-В испытываемых элементов

Испытание фрагмента стыка, состоящего из двух панелей, и распределение напряжений в

нем показано на рис. 7. В данном случае теоретическое распределение напряжений в стыке

несколько искажает результаты эксперимента, особенно в стыке, заполненном бетоном, и с

арматурой, равномерно распределенной по высоте стыка.

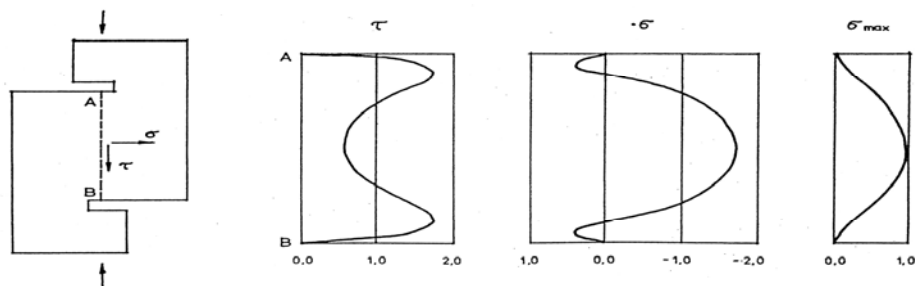


Рис. 7. Распределение напряжений в оси стыка А-В в исследуемых элементах

Авторами были проведены исследования возможности применения «сухих» стыков. Исследования этих стыков были проведены на двух типах стеновых фрагментов: копланарных стыков типа I и дипланарных стыков типа T.

Каждый тип экспериментальных фрагментов состоял из трех видов соединительных элементов: А-1 – элемент 50/12 – 6 шт. (стык типа

I); А-2 – элемент 50/15 – 6 шт.; А-3 – элемент 55/5 – 3 шт. (стык типа T). Фрагменты были изготовлены из бетона В25 (с 20/25 по EUROCODE2). Прочность бетона определялась на кубах 150×50×150 мм и призмах 100×100×400 мм. Возраст бетона при испытании был в пределах 28...39 дней. Характеристики бетона представлены в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики бетона фрагментов типа I и T

Тип стеновых элементов	Фрагмент	Прочность бетона, $Kl \cdot m^3$	Прочность бетона, МПа	Модули упругости бетона $E_{дл}$, МПа
I-1	A-1/3	2330	30,7	26453
	A-1/2	2320	29,2	25804
I-2	A-1/6	2400	29,7	29901
	A-1/1	2270	24,5	24927
I-3	A-1/4	2340	21,0	29806
	A-1/5	–	–	–
T-1	A-2/3	2340	21,0	29806
	A-2/2	2330	30,7	26453
	A-3/3	2260	22,3	24562
T-2	A-2/6	2280	16,2	24183
	A-2/1	2320	29,2	25804
	A-3/1	2280	23,4	23574
T-3	A-2/4	–	–	–
	A-2/5	2400	29,7	29901
	A-3/2	2320	21,3	24012

Экспериментами было установлено, что прочность бетона «сухих» стыков не имеет такого значения, как для стыков шпоночных, заполненных бетоном. Тем не менее, необходимо контролировать прочность бетона, чтобы при нагружении фрагментов не дошло до образования волосяных трещин.

Поэтому фрагменты были запроектированы так, чтобы они были способны переносить нагрузки на стык, и при этом не дошло до воз-

никновения критических напряжений и деформаций. Исходя из этого, фрагменты были армированы пространственной сварной арматурой.

Измерение вертикальных деформаций элементов в стыке (σ_y), было реализовано с помощью индикаторов с ценой деления 0,01 мм, а горизонтальные деформации (σ_x) – индикаторами с ценой деления 0,001 мм.

Кроме того деформации бетона фрагментов измерялись приложными деформометрами с базой 200 мм с точностью 0,001 мм. Размещение измерительных приборов показано на рис. 8.

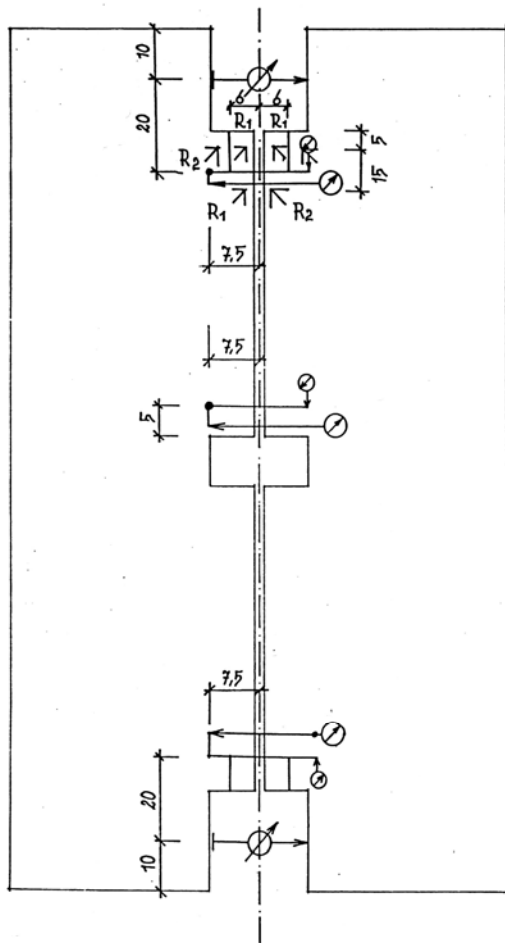


Рис. 8. Схемы размещения измерительных приборов на исследуемом фрагменте

Нагрузка на опытные фрагменты типа I и T была рассчитана на max 330 кг (тип T-3, где соединение тканей было реализовано с двумя болтами M20). Такое болтовое соединение было в верхней и нижней части фрагментов. Стыки были соединены болтами M12, M16 и M20. Нагрузка на фрагменты осуществлялась по 10 кН.

На рис. 9 и 10 представлен характер развития зависимости $T - \sigma_y$ и жесткости стыков экспериментальных фрагментов с болтовыми соединениями. На рис. 9 видно, что в зависимости $T - \sigma_y$ имеется значительный разброс, например у стыков фрагментов I-2/1 и I-2/1a в сравнении с остальными фрагментами.

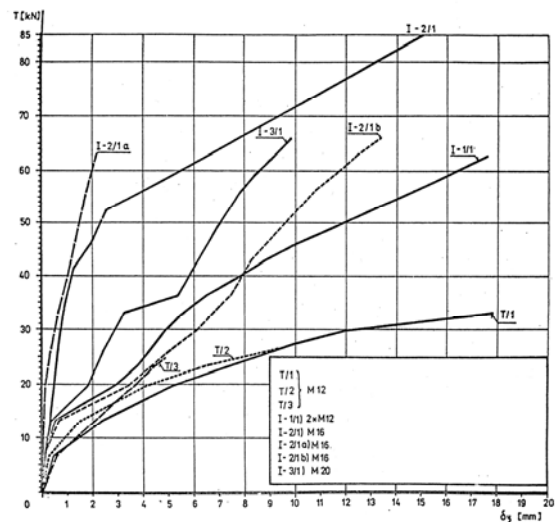


Рис. 9. Графики деформаций σ_y стыков от усилий T

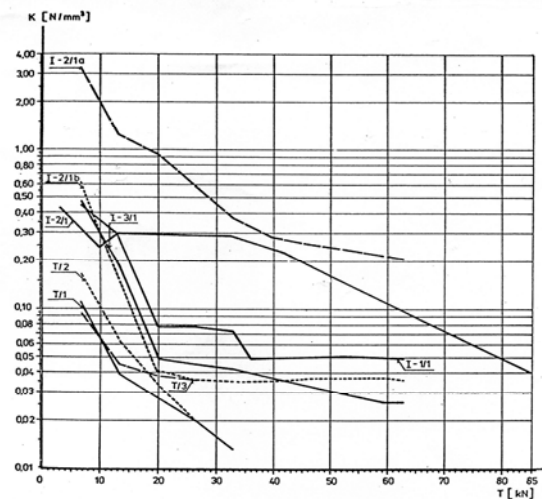


Рис. 10. Жесткость «сухих» стыков с болтовым соединением

У этих фрагментов до определенной величины силы T зависимость $T - \sigma_x$ почти линейная, в остальных фрагментах от самого начала, точнее от нагрузки $T = 6...13$ кН, доходит нелинейному росту деформаций. Такой характер роста деформаций зависит от элементов болтового соединения, точности его проведения, затягивание гаек большого: соединения стыков и т.п. На рис. 10 приведены графики жесткости экспериментальных стыков $K_s - T$, определенные из зависимости $T - \sigma_y$ по формуле:

$$K_s = \frac{T}{A_s \cdot \sigma_x} \text{ Н} \cdot \text{мм}^{-3}, \quad (2)$$

причем величина A_s достигала 14000 мм², чтобы было можно сравнить жесткость стыков с жесткостью шпоночных стыков, заполненных

бетоном. Из проведенных экспериментов было возможно сделать следующее заключение:

– начальная жесткость K_0 достигает величины $(0,03...0,01)K_{ов}$, где $K_{ов}$ – начальная жесткость стыков, заполненных бетоном, в которых $K_{ов} = 1,20 \cdot 10^2 \text{ Н} \cdot \text{мм}^{-3}$ для бетонов класса В25 [5...7].

– жесткость $K_{ов}$ при достижении предельной нагрузки $T_{и}$ достигает величины $(0,1...0,01)K_{ив}$.

Отношение $K_0 / K_{п}$ с болтовым соединением значительно меньше, чем у стыков с бесшовным заполнением.

Заключение

Проведенные экспериментальные исследования «сухих» стыков с болтовым соединением показали, что у этих стыков были значительно большие деформации, чем у стыков с бетонным заполнением. Жесткость «сухих» стыков в 10...100 раз меньше, чем жесткость стыков с бетонным заполнением. Вместе с тем необходимо отметить, что предельные значения прочности стыков, больше. Из этих позиций можем утверждать, что у стыков с болтовым соединением можно достичь одинаковой прочности, как и у стыков с бетонным соединением. С точки зрения большей деформативности, «сухие» стыки при критических нагрузках (панельное здание, на подработанных территориях, неравномерных деформациях основания и т.п.) более надежны, чем стыки с заполнением бетоном. Тем не менее, необходимо, в зависимости от значительных пластических деформаций сты-

ков, проектировать «сухие» стыки при допустимых или предельных значениях σ_y , реальная величина которых должна бы быть в пределах 0,25...2,5 мм. Возникновение трещин в анкерных областях болтового соединения фрагментов не было обнаружено во всех испытываемых типах стыков.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Witrany, J. Navrhovani svislých styků stínových dílců panelových budov [Текст] / J. Witrany // Pozemní stavby. – 1976. – № 4.
2. Witrany, J. Tuhost svislých styků stínových dílců panelových budov [Текст] / J. Witrany // Pozemní stavby. – 1976. – № 9.
3. Witrany, J. Tuhost styků a jejich zavedení do výpočtu [Текст] / J. Witrany. – Praha, Gbormik ĚGVTS, 1977.
4. Racionalizace bytovi výstavby s ponížilím prostorových prvků [Текст] / J. Klenda, V. Lembák, J. Witrany a kol. // Witrany Studie. – Ostrava, VVÚPS, 1978.
5. Horáček, E. Unosnost a tuhost svislých styků panelových budov [Текст] / E. Horáček // Výzkumná správa. – Praha, VÚPS, 1976.
6. Horáček, E.: Výpočet unosnosti a tuhosti svislých styků stěn panelových budov podle nových poznatků [Текст] / E. Horáček // Pozemní stavby. – 1977. – № 7.
7. Horáček, E.: Tuhost svislých styků stěn panelových budov [Текст] / E. Horáček // Stavebnický časopis. – 1999.

Поступила в редколлегию 19.03.2010.

Принята к печати 29.03.2010.

К. В. МЕДВЕДЄВ (НТУ, Київ), М. Г. МАЛЬГІН (Інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона НАН України, Київ)

ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ АВТОМОБІЛЬНОЇ ЕСТАКАДИ З УРАХУВАННЯМ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ

У статті проведено порівняльний аналіз розрахункових моделей, використаних при визначенні зусиль для елементів автомобільної естакади. В якості розрахункових моделей були розглянуті криволінійна стрижнева, лінійно стрижнева та об'ємна моделі. Розглянуто випадки просторової роботи конструкції при різних випадках завантаження.

В статье проводится анализ расчетных моделей, использованных при определении усилий для элементов автомобильной эстакады. В качестве расчетных моделей были рассмотрены криволинейная стержневая, линейная стержневая и объемная модели. Рассмотрены случаи пространственной работы конструкции при различных случаях загрузки.

In the article the analysis of design models used for the determination of efforts for elements of an automobile bridge trestle is carried out. The curvilinear rod, linear rod, and volume models are considered as design ones. Cases of spatial work of the structure are considered at different variants of loading.

У статті розглянуто особливості розрахунку і визначення напруженого стану елементів автомобільної естакади, що будується біля нового терміналу в аеропорту Бориспіль. Основні розрахунки по визначенню зусиль, для криволінійних ділянок, проводились на криволінійній стрижневій моделі, а для прямолінійних ділянок була використана прямолінійна стрижнева модель. Розрахунки проводились з використанням програмного комплексу «Ліра 9.4». Для визначення розподілу зусиль по ширині прогнаної будови, в опорних частинах та при визначенні напружень в опорах естакади були використані відповідні об'ємні моделі.

Проект будівництва автомобільної естакади розроблявся в складі проекту «Будівництво термінального комплексу ДМА «Бориспіль».

Загальна довжина естакади зі з'їздами – 1325 м, загальна площа – 18050 м², із них естакадна частина – 985,6 м і 13895 м², пандуси загальною 339,4 м, 4155 м². План естакади наведено на рис. 1



Рис. 1. План автомобільної естакади термінального комплексу ДМА «Бориспіль»

Конструктивно естакада розбита на наступні елементи:

- пандус в'їзду П I довжиною 122,95 м;

- криволінійна ділянка Д I за схемою $17,3+3 \times 28,8+19,95$ довжиною 123,65 м;
- прямолінійна ділянка Д II за схемою $2 \times 19,95+6 \times 28,8$ довжиною 212,7 м;
- ділянка Д III – зона висадки та посадки пасажирів, схема $7 \times 28,8$ довжиною 201,6 м;
- прямолінійна ділянка Д VI за схемою $6 \times 28,8$ довжиною 172,8 м;
- перехідна ділянка Д IV.1, схема – $17,3+23,0+23,0$ (57,6 м) та $17,3+21,595$ (38,895 м);
- прямолінійна ділянка Д V, схема – $28,8+23,1+19,2+17,3$ довжиною 94,1 м;
- пандус з'їзду П II довжиною 105,95 м;
- криволінійна ділянка Д VI, схема $2 \times 28,8+23,28+18,55$ довжиною 99,43 м;
- пандус з'їзду П III довжиною 110,55 м.

Естакада призначена для під'їзду автотранспорту до будівлі терміналу в рівні 3-го поверху, висадки та посадки пасажирів. Габарит проїзду по естакаді прийнятий згідно завданню на проектування і включає дві смуги руху шириною по 3,75 м та дві смуги безпеки по 0,75 м. Навпроти будівлі терміналу для висадки та посадки пасажирів передбачена смуга руху шириною 3,5 м. та тротуар шириною 5,0 м. По обидва боки проїзду передбачені службові проходи шириною 0,75 м. Розрахункова швидкість руху автотранспорту по естакаді – 30 км/год.

Тимчасове навантаження від рухомого складу прийняте у вигляді смугового наванта-

ження від автотранспортних засобів А15, а також колісного важкого поодинокого навантаження НК100 за [1]. Вертикальне рівномірне розподілене навантаження для тротуарів естакади прийняте 1,96 кПа, а для тротуару посадки та висадки пасажирів – 3,92 кПа.

Габарит проїзду Г9 призначений відповідно до технічного завдання – дві смуги руху по 3,75 м, смуга безпеки – 0,75 м. Перед будівлею терміналу смуга зупинки транспорту для посадки та висадки пасажирів – 3,5 м. В кривих розширення смуги руху – 0,7 м. Тротуар має ширину 1,55 м та забезпечує розміщення проходу шириною 0,75 м, напівжорсткої бар’єрної огорожі, перильної огорожі та опор освітлення. Перед терміналом тротуар має ширину 5,0 м для посадки та висадки пасажирів.

Таким чином регулярна ширина прогонової будови 12,1 м – на прямих ділянках, 13,5 м – на кривих, 18,3 м – перед будівлею терміналу.

Регулярна довжина прогонів прийнята відповідно до кроку колон терміналу – 28,8 м. Конструкція прогонової будови – залізобетонна, з каркасним армуванням, монолітна, нерозрізна. Матеріал – важкий бетон класу В35, F200, W6. В поперечному перерізі – суцільна плита з консолями. Поперечний переріз криволінійної частини естакади показаний на рис. 2.

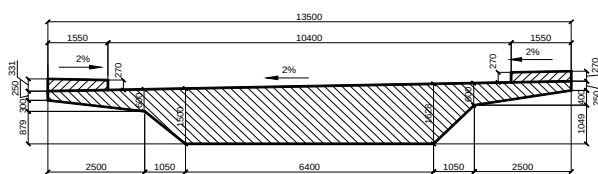


Рис. 2. Поперечний переріз криволінійної частини естакади ділянки ДІ

Естакада має розгалуження і була прив'язана до існуючої дороги, тому з'їзди з естакади для з'єднання з дорогою було запроєктовано криволінійними з малими радіусами (43,16 м та 37,88 м).

Опорні частини прогонових будов – сферичного типу. Деформаційні шви – модульні.

Для визначення згинальних моментів M , поперечних сил Q та опорних реакцій R в прогонових будовах в ПК «Ліра 9.4», була змодельована стрижньова модель нерозрізної прогонової будови. Стрижньова модель була описана універсальними просторовими стрижнями, в перетинах яких діють внутрішні зусилля: нормальна сила N , згинальний момент M_y , крутильний момент M_k і поперечна сила Q . Значення жорсткостей для стрижнів були отримані з розрахунку геометричних характеристик по-

перечного перерізу і задавалась чисельно-параметрично.

Визначення основних зусиль в елементах прогонової будови криволінійної та прямолінійної частин проводилось для стрижневої розрахункової моделі. Обґрунтування вибору такої моделі базувалась на тому, що така модель відповідає обрисам реальної конструкції, отже доцільно було прийняти саме криволінійну стрижневу модель для криволінійної частини естакади і прямолінійну для прямолінійної частини. Крім того, стрижнева система, як розрахункова модель, має достатню точність при визначенні зусиль в балкових елементах, а отримані результати можуть бути легко перевірені за допомогою інших програмних комплексів і навіть приблизних розрахунків [2, 3].

Окремо визначалися зусилля в елементах естакади від дії постійного і тимчасового навантажень. Постійне навантаження від власної ваги прогонової будови прикладались до нерозрізної схеми, зважаючи на технологію спорудження естакади. Зусилля визначалися для певних перерізів, для цього кожний прогін було поділено на шість ділянок рівної довжини. Характер епюри моментів від власної ваги, розрахований для криволінійної стрижневої системи, отриманий з використанням ПК «Ліра 9.4» [4], наведено на рис. 3.

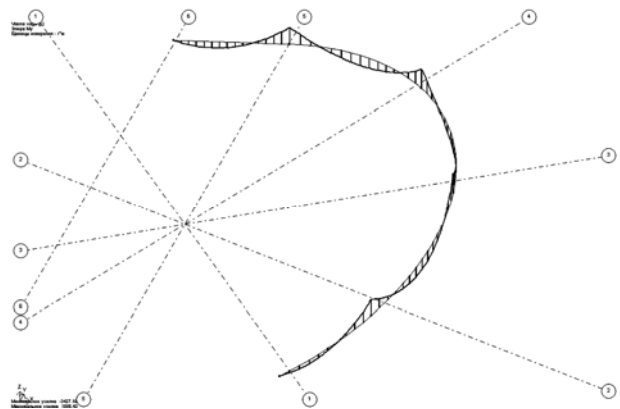


Рис. 3. Епюра моментів від дії власної ваги для заданої розрахункової схеми криволінійної ділянки ДІ

Для знаходження максимальних і мінімальних значень зусиль у характерних перерізах прогонової будови сумарне тимчасове навантаження з усіх смуг руху прикладалося до моделі по осі елемента у відповідності до конфігурації лінії впливу зусиль. Так на рис. 4 представлено схему завантаження тимчасовим навантаженням для отримання максимальної поперечної сили на опорі 1 криволінійної естакади ділянки ДІ.

Таблиця 1

**Розрахунковий згинальний момент в перерізі
середини 4-го прогону криволінійної ділянки Д І**

	ПК «Ліра 9.4»	ПК Midas Civil Trial	Прямолінійна модель
Максимальний, кНм	24541,61	24637,90	24637,43
Мінімальний, кНм	15707,63	16116,80	16186,23

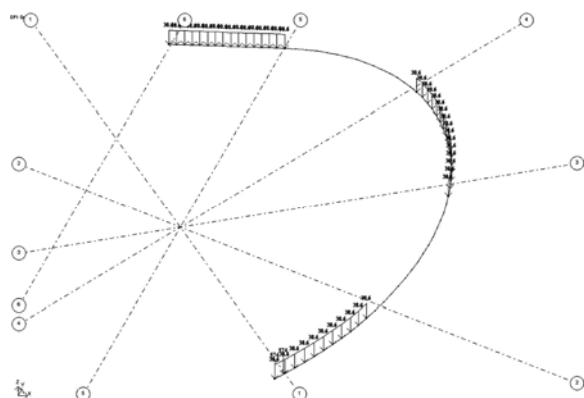


Рис. 4. Схема завантаження тимчасовим навантаженням в програмному комплексі «Ліра» для отримання максимальної поперечної сили на опорі 1 криволінійної естакади

Таким чином були визначені розрахункові та нормативні зусилля у заданих перерізах, а також знайдені мінімальні і максимальні зусилля згинальних моментів M , поперечних сил Q та опорних реакцій R .

Для перевірки правильності отриманих результатів і підтвердження відповідності прийнятої розрахункової моделі, були виконані розрахунки із залученням ПК Midas Civil Trial. Ця програма призначена для чисельного аналізу перш за все мостових споруд методом скінчених елементів. Розрахункова схема, тип поперечного перерізу, кількість скінчених елементів в прогоні, тип і принципи завантаження тимчасовим навантаженням задавалися, як і в ПК «Ліра» (див. рис. 5).

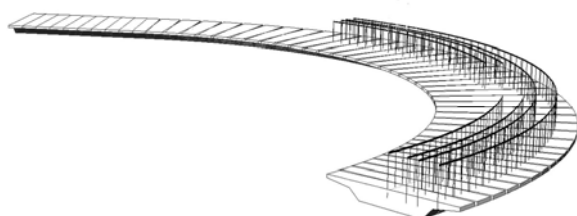


Рис. 5. Схема завантаження тимчасовим навантаженням в ПК Midas Civil Trial

Крім того, було проведено розрахунки із залученням прямолінійної моделі з такою ж самою розрахунковою схемою: розрахункові прогони відповідали довжині розрахункових прогонів криволінійної моделі по осі естакади. В результаті порівняння результатів, отриманих з використанням програмних комплексів «Ліра 9.4», Midas Civil Trial та прямолінійної моделі, можна зробити висновок, що розбіжність результатів, отриманих за допомогою програмних комплексів, не перевищує 3 %, що видно з табл. 1.

Порівняння результатів дало змогу впевнитись в правильності отриманих результатів, а також в правильності прийнятої розрахункової схеми у вигляді криволінійної стрижневої системи для криволінійних ділянок.

Особливістю роботи криволінійної естакади є та, що в поперечному перерізі зусилля будуть змінюватися по ширині прогонової будови, не тільки в наслідок прикладання тимчасового навантаження з ексцентриситетом, але і внаслідок зміни довжини розрахункового прогону для внутрішньої частини і зовнішньої частини перерізу на криволінійних ділянках. Характер зміни цих зусиль по ширині балки необхідно знати для належного армування прогонів. Для цього була досліджена об'ємна модель прогонової будови естакади при різних варіантах завантаження тимчасовим навантаженням (рис. 6).

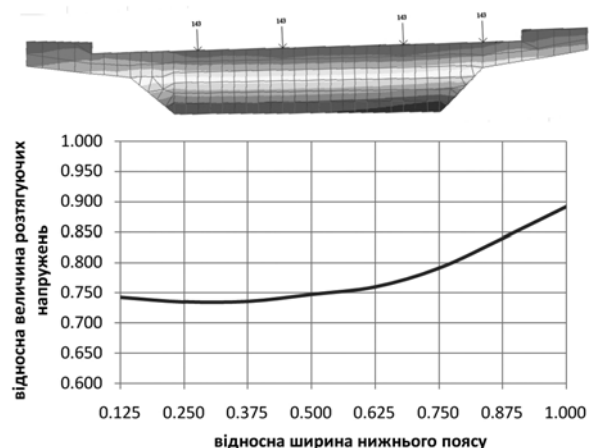


Рис. 6. Схема розподілу (у відносних величинах) напружень розтягу по ширині нижнього поясу криволінійної частини естакади (експлуатаційний випадок)

На рис. 6.показано ізополя напружень розтягу та графік зміни цих напружень по ширині нижнього поясу, у відносних величинах (віднесених до максимального значення), криволінійної естакади від дії тимчасового навантаження для середини розрахункового прогону 28,8 м.

Для того ж перерізу на рис. 7 зображено ізополя напружень розтягу та графік зміни напружень по ширині нижнього поясу від дії тимчасового навантаження при ремонтному варіанті завантаження.

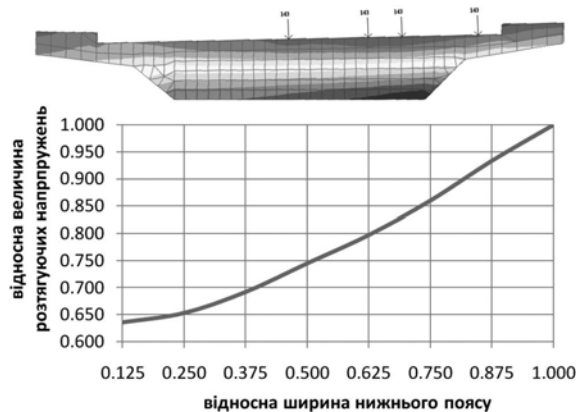


Рис. 7. Схема розподілу (у відносних величинах) напруження розтягу по ширині нижнього поясу криivolінійної частини естакади (ремонтний випадок)

Розрахунки об'ємної моделі дали можливість проаналізувати просторову роботу конструкції при різних випадках завантаження.

При визначенні зусиль в елементах прогонової будови ділянки Д ІІІ – зони висадки та посадки пасажирів з розрахунковою схемою 7×28,8 повною довжиною 201,6 м була використана прямолінійна стрижнева модель. Максимальні зусилля: згинальні моменти M , поперечні сили Q та опорні реакції R в елементах прогонової будови були визначені і вони виникали при експлуатаційному випадку завантаження, як показано на рис. 8.

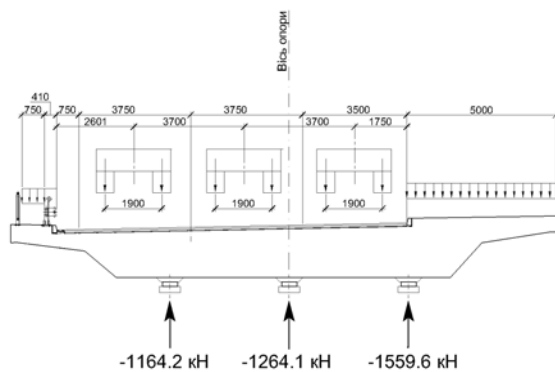


Рис. 8. Схема завантаження тимчасовим навантаженням естакадної частини, що примикає до терміналу (експлуатаційний випадок)

В поперечному перерізі цієї частини естакади знаходиться три опорні частини і для визначення відповідних опорних реакцій в поперек було проведено просторовий розрахунок ділянки Д ІІІ. В результаті якого було виявлено, що найбільша опорна реакція виникає в крайній

опорній частині при ремонтному завантаженні тимчасовим навантаженням АК. Що видно з порівняння рис. 8, 9 (на рисунках наведені величини реакцій тільки від дії тимчасового навантаження).

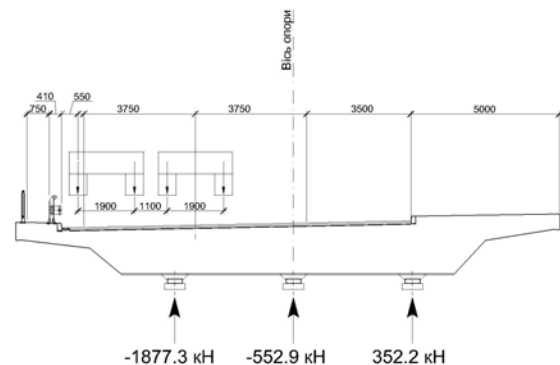


Рис. 9. Схема завантаження тимчасовим навантаженням естакадної частини, що примикає до терміналу (ремонтний випадок)

Була проведена робота також по аналізу просторової роботи проміжних опор ділянки Д ІІІ. Для цього за ескізними розмірами була створена і розрахована просторова модель опори. Опора являє собою масивну залізобетонну конструкцію, тому моделювання було зроблено з використанням універсальних ізопараметричних скінченних елементів. Використання таких елементів дозволило врахувати місцеві напруження. На рис. 10 наведено ізополя нормальних напружень N_z , що діють вздовж осі OZ .

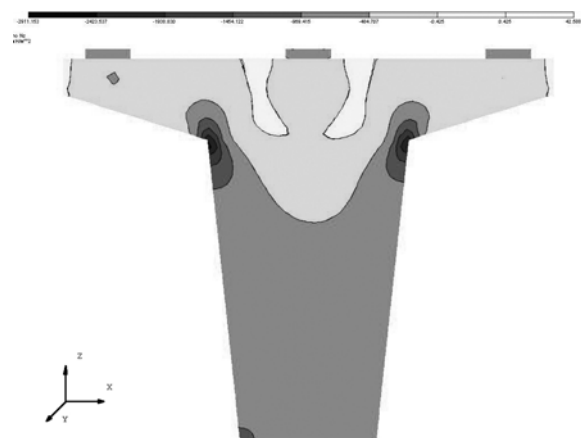


Рис. 10. Ізополя нормальних напружень N_z в проміжній опорі прямолінійної ділянки Д ІІІ

На рис. 11 наведено ізополя нормальних напружень N_x , що діють вздовж осі OX . Розрахунки з використанням об'ємної моделі дали змогу уточнити окремі опалубні розміри ригеля та опори, виявити найбільш напружені ділянки, а також прийняти армування конструкції опори відповідне до зусиль, що діють в перерізах.

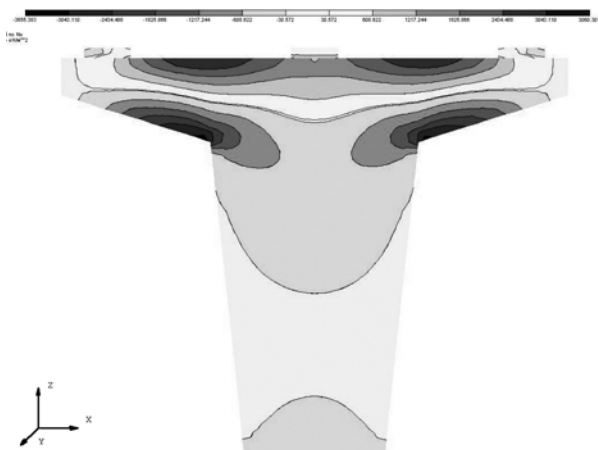


Рис. 11. Ізополя нормальних напружень N_x в проміжній опорі прямолінійної ділянки Д III

На рис. 12 наведено ізополя нормальних напружень N_x , що діють вздовж осі OX для консольної частини ригеля.

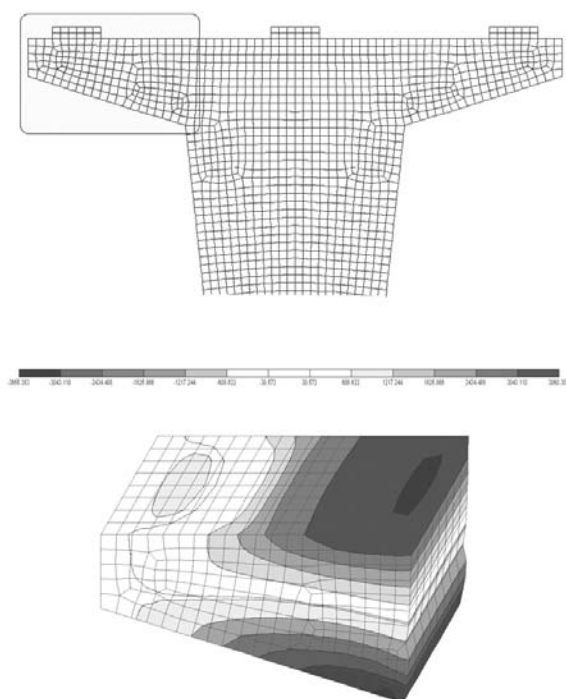


Рис. 12. Ізополя нормальних напружень N_x в консольній ділянці проміжної опори прямолінійної ділянки Д III

В наведеній статті, присвяченій розгляду скінченно-елементної моделі прогонової будови, за основу прийнята стрижнева модель, яка реалізована в двох схемах – криволінійній та прямолінійній для криволінійних ділянок естакади, а також проаналізована доцільність використання таких моделей. Крім цього, паралельні розрахунки в двох, різних за ідеологією програмних комплексах дали можливість обґрунтувати вибір моделі і виконати достовірний чисельний аналіз зусиль, що виникають в елементах естакади та опор.

Аналіз просторової роботи конструкції при різних випадках завантаження дав змогу визначити зусилля, що діють по ширині прогонової будови.

Використання об'ємної моделі при розрахунку проміжних опор допоміг в прийнятті рішення по уточненню опалубних розмірів опор і у виявленні ділянок з значними напруженнями.

Рациональне використання стрижневих та об'ємних моделей, а також їх поєднання дало змогу правильно оцінити знайдені зусилля і призначити оптимальні розміри окремих перерізів елементів конструкції.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Введ. 2006-06-05. – К.: Мін. буд-ва, архітект. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
2. Розрахунки і проектування мостів [Текст] : т. 1 /О. Закора та ін. – К.: НТУ, 2007. – 236 с.
3. Лившиц, Я. Д. Примеры расчета железобетонных мостов [Текст] / Я. Д. Лившиц, М. М. Онищенко, А. А. Шкуратовский. – К.: Вища шк., 1986. – 263 с.
4. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций [Текст] / Ю. В. Верюжский и др. – К., 2006. – 803 с.

Надійшла до редколегії 12.04.2010.

Прийнята до друку 15.04.2010.

Г. В. МИХЕЕВ, Е. А. КРУГОВОВА, Р. В. КОВАЛЕВ (Брянский государственный технический университет, Российская Федерация)

ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ЭКИПАЖЕЙ И МОСТОВ: НЕКОТОРЫЕ ПОДХОДЫ И ПРИЛОЖЕНИЯ

Розглянуто підходи до моделювання взаємодії залізничних екіпажів і мостів, наведено розрахункові схеми і обговорюються результати комп'ютерного моделювання.

Рассмотрены подходы к моделированию взаимодействия железнодорожных экипажей и мостов, приведены расчетные схемы и обсуждаются результаты компьютерного моделирования.

Some approaches and applications of railway vehicle and bridge interaction are presented. The results of computer simulation are considered.

В настоящей статье рассмотрен подход к моделированию железнодорожных экипажей и мостов [3, 5, 6]. Подход реализован в программном комплексе «Универсальный механизм». Железнодорожные мосты рассматриваются с учетом их упругости.

Упругие перемещения за счет деформаций предполагаются малыми и в системе координат, связанной с телом, могут быть адекватно описаны методом конечных элементов (МКЭ), использующим геометрически линейную теорию. Для моделирования упругих тел применяется модальный подход, в соответствии с которым малые упругие перемещения представляются преобразованным набором собственных и статических форм упругого тела. Конечно-элементные модели упругих мостов импортируются из программ ANSYS и MSC.NASTRAN. Математическая модель упругого тела строится с использованием метода присоединенной системы координат [4] и метода связанных подструктур (Крэйга-Бэмптона) [1, 2].

Контактные силы между колесом и рельсом прикладываются к упругому мосту как бегущая нагрузка. Учитываются как вертикальная, так и поперечная компоненты контактной силы. Т.к. конечно-элементный (КЭ) подход предполагает приложение сил только в узлах КЭ сетки, был разработан простой алгоритм разложения контактных сил между ближайшими узлами КЭ сетки.

Обсуждаются результаты моделирования для мостов с различным числом упругих степеней свободы. Показана зависимость напряжений и деформаций упругого моста от массы и скорости движения железнодорожного экипажа.

Железнодорожные мосты и эстакады часто бывают довольно протяженными. Обсуждается вопрос возможности уменьшения длины рассматриваемой модели упругого моста при сохранении точности решения. Также рассматривается отношение между длиной поезда и рекомендуемой длиной эстакады с повторяющейся структурой.

На рис. 1 и 2 даны примеры рассматриваемых объектов.

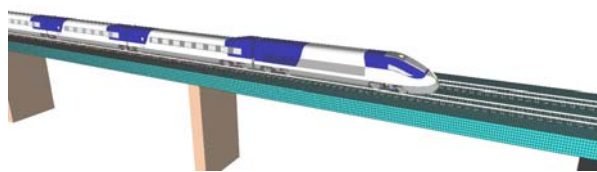


Рис. 1. Моделирование движения скоростного пассажирского поезда на двухпутной эстакаде

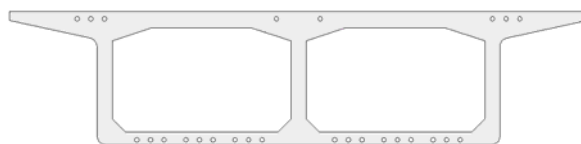


Рис. 2. Поперечное сечение двухпутной эстакады

Благодарности. Исследования проведены при поддержке Российского фонда фундаментальных исследований, грант № 08-01-00677-а.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Craig, R. R. Jr. Coupling of substructures for dynamic analysis [Текст] / R. R. Craig Jr., M. C. C Bampton // AIAA Journal. – 1968. – Vol. 6, No. 7. – P. 1313-1319.
2. Craig, R. R. Jr. Coupling of substructures for dynamic analysis: an overview [Текст] / R. R. Craig Jr. // In AIAA Paper, AIAA Dynamics

- Specialists Conference (Atlanta, GA, April 5, 2000). – № 2000-1573.
3. Gong, L. Computer simulation of dynamic interactions between vehicle and long span box girder bridges [Текст] / L. Gong, M. S. Cheung // Tsinghua Science And Technology. – 2008. – Vol. 13, № 81.
 4. Shabana, A. A. Flexible multibody dynamics: review of past and recent developments [Текст] / A. A. Shabana // Multibody System Dynamics. – 1997. – № 1. – P. 189-222.
 5. Xia, H. Dynamic analysis of high speed railway bridge under articulated trains [Текст] / H. Xia, N. Zhang, G. De Roeck // Computers and Structures. – 2003. – № 81. – P. 2467-2478.
 6. Yang, Y. B. Vehicle-Bridge Interaction Dynamics [Текст] / Y. B. Yang, J. D. Yau, Y. S. Wu. – World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 2004.

Поступила в редколлегию 15.03.2010.

Принята к печати 25.03.2010.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СОСТАВОВ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ СО ВТОРИЧНЫМИ РЕСУРСАМИ ДНЕПРОВСКОГО РЕГИОНА

Розглянуто проблеми утилізації місцевих вторинних продуктів промисловості в легких бетонах та підвищення ефективності використання цементу забезпеченням раціонального зернового складу компонентів.

Изложены проблемы утилизации местных вторичных продуктов промышленности в легких бетонах и повышения эффективности использования цемента обеспечением рационального зернового состава компонентов.

The problems of utilization of the local industry after-products in the easy concretes and efficiency improvement for using the cement by providing of rational grain composition of the components are presented.

Постановка проблемы

Проектирование составов легких бетонов, в которых утилизируются местные вторичные продукты, обеспечиваются минимально необходимым расход цемента и требуемые физико-механические характеристики является сложной задачей. Одним из вариантов использования таких бетонов является устройство стяжек под полы в жилых и общественных зданиях. В соответствии с требованиями п. 5.4 СНиП 2.03.13-88 [1] легкий бетон стяжек, выполняемых для обеспечения нормированного теплоусвоения пола, по прочности на сжатие должен соответствовать классу В5. А в качестве теплоизоляции рекомендуется применять керамзитобетон классов от В3,5 до В7,5. Этим нормативным документом рекомендуется для получения таких бетонов использовать местные строительные материалы и отходы промышленного производства. Кроме того, такой бетон может обеспечить также и требования к полу по звукоизоляции.

Анализ последних исследований и определение нерешенных проблем

Легкий бетон является классическим композиционным материалом. Поэтому целесообразно использовать общие предпосылки и закономерности для формирования его структуры и свойств [2]. При проектировании составов легких бетонов, в том числе и утилизации в них вторичных продуктов промышленности, используются различные подходы [3–5]. Но общепринятой методики определения количества каждого компонента нет. Нам представляется целесообразным рассмотреть эту проблему с позиций обеспечения рационального зернового

состава компонентов. Реализацией этого подхода при определении составов тяжелых бетонов подтверждена его эффективность [6, 7].

Цель проведенных исследований

Определить возможность получения легких бетонов, применяемых преимущественно для стяжек и теплоизоляции в конструкциях пола, из местных материалов, в том числе вторичных продуктов промышленности. Обязательным условием является обеспечение требуемых физико-механических характеристик при минимальном расходе цемента.

Основной материал исследований

В качестве вяжущего использовали Криворожский портландцемент П/Б-Ш-400, удовлетворяющий требованиям ДСТУ Б В.2.7-46-96. Активность цемента по ГОСТ 310.4-81 составляла около 21...24 МПа. Нами специально применялся лежалый цемент, потерявший значительную часть активности, чтобы определить возможность и эффективность его использования в бетонах низкой прочности с наполнителями из местных вторичных продуктов промышленности.

Для модификации бетонов, в частности, улучшения удобоукладываемости, применяли комплексные добавки местного производства ПЛКП, выпускаемые в соответствии с требованиями ТУ УВ.2.7-24.6-312244931-001:2005.

В качестве добавки-наполнителя использовали золу-уноса Приднепровской ГРЭС. Ее удельная поверхность (зерновой состав) изменяется от 200 до 700 м²/кг по Блейну. Много в этой золе, по сравнению с другими золами, например по требованиям ГОСТ 25818-91, а также золе-уноса Ладыжинской ГРЭС, негорев-

ших остатков – от 12 до 20 %. Соответственно от 20 до 40 % изменяется и водопоглощение. Эти характеристики золы-уноса Приднепровской ГРЭС могут существенно влиять на свойства бетонной смеси и физико-механические характеристики затвердевшего бетона.

В качестве заполнителей использовали керамзитовый гравий, насыпной массой 450 кг/м³, состоящий из зерен крупностью от 5 до 20 мм,

граншлак завода им. Петровского, насыпная масса которого составляла 880 кг/м³. В качестве мелкого заполнителя использовали песок кварцевый речной средней плотностью породы 2630 кг/м³, насыпной плотностью 1550 кг/м³, пустотностью 41 %, модуль крупности 1,56. Содержание вредных примесей в пределах нормы. Результаты рассева песка и граншлака приведены в табл. 1.

Таблица 1

Зерновой состав граншлака и песка

Остатки	Диаметр отверстий сит, мм						
	5	2,5	1,25	0,63	0,315	0,16	дно
Песок							
Частные, %		1,0	2,4	7,85	37,9	42,05	8,8
Полные, %		1,0	3,4	11,25	49,15	91,2	100,0
Граншлак							
Частные, %	2,5	30,5	32,5	18,5	11,0	2,0	3,0
Полные, %	2,5	33,0	65,5	84,0	95,0	97,0	100,0

Эффективность введения в составы легких бетонов золы-уноса Приднепровской ГРЭС определяли на составах с применением вышеприведенных компонентов. Для расчета расхода каждой составляющей использовали ранее разработанную и апробированную методику [8], в основу которой положен принцип обеспечения минимальной пустотности бетонной смеси. Проведенными ранее исследованиями установлены два основных критерия, выполняя которые можно обеспечить минимальную пустотность смеси, а следовательно, наиболее эффективное использование цемента. Первый – средний размер зерен ближайших фракций большей к меньшей должен составлять примерно 10:1, а для трехфракционной бетонной смеси крупной к средней и к мелкой: 100:10:1. Второй – соотношение объемов этих фракций для двухфракционной смеси крупной к мелкой равно 70:30, а для трехфракционной крупной к средней и к мелкой равно 52:23:25.

В составе мелкой фракции необходимо наряду с цементом учитывать мелкозернистую составляющую, которая вносится с заполнителями, а также дополнительно вводимую с вторичными мелкозернистыми продуктами промышленности. Если плотность зерен применяемых компонентов примерно равна, то это соотношение можно выдерживать по массе, но если отличается более чем на 20 %, то, дозируя компоненты по массе, необходимо учитывать

это отличие соответствующим коэффициентом. Решающее значение в обеспечении рационального зернового состава компонентов имеет соотношение объемов занимаемых каждой фракцией.

Для реализации этого принципа на начальном этапе определения расхода каждой составляющей проанализирован ее зерновой состав. К крупным фракциям нами отнесены зерна размером более 2,5 мм, к средним отнесены зерна, которые прошли через сито с размером ячейки 2,5 мм, но не прошли через сито с размером ячейки 0,16 мм, а к мелким – мельче 0,16 мм.

Содержание каждой из выделенных фракций по установленному критерию, которое определялось по результатам рассева на стандартных ситах, в использованных материалах следующее. Керамзит имеет только крупную фракцию, а зола-уноса и цемент только мелкую. Граншлак имеет крупной фракции (Кгшр) 33,0 %, средней (Сгшр) 64,0 %, мелкой (Мгшр) 3,0 %. Песок имеет крупной фракции (Кпр) 1,0 %, средней (Спр) 90,2 %, мелкой (Мпр) 8,8 %.

Анализ представленных выше характеристик зерновых составов компонентов бетонной смеси позволяет сделать следующие предварительные выводы. Ни один из них не может обеспечить рациональный зерновой состав бетонной смеси. Поэтому необходимо использовать смесь нескольких из них.

Граншлак имеет 64,0 % зерен средней фракции (Сгшр), поэтому его долевое содержание (ГШд) в составе трехкомпонентной бетонной смеси, обеспечивающее необходимое количество средней фракции (23 %) составит:

$$\text{ГШд} = 23 / (\text{Сгшр} / 100) = 23 / 0,64 = 36,0.$$

Долевое содержание крупного компонента (Кгшд), которое будет внесено с граншлаком, можно определить, зная, что его процентное содержание в граншлаке составляет 33,0 %:

$$\text{Кгшд} = \text{ГШд} \times \text{Кгшр} = 36 \times 33,0 / 100 = 11,88,$$

принимаем 12,0.

Долевое содержание мелкого компонента (Мгшд), которое будет внесено с граншлаком также определяется по его процентному содержанию в граншлаке – 3,0 %:

$$\text{Мгшд} = \text{ГШд} \times \text{Мгшр} = 36 \times 3,0 / 100 = 1,0.$$

Недостающее количество крупной фракции необходимо обеспечить введением керамзита. Долевое содержание керамзита (Керд) в составе трехкомпонентной бетонной смеси, обеспечивающее необходимое количество крупной фракции (52 %) в бетонной смеси с учетом содержащейся доли крупной фракции в граншлаке 12,0 составит:

$$\text{Шд} = (52 - 12,0) / (\text{Ккерр} / 100) = 40,0 / 1,0 = 40,0$$

Таким образом, для обеспечения вышеприведенного рационального соотношения трехфракционной смеси крупного, среднего и мелкого компонентов 52:23:25 необходимо использовать 40,0 долей (%) керамзита, 36,0 долей (%) граншлака. Вместе с граншлаком будет внесено 1 доля (%) мелкозернистой составляющей, следовательно, необходимо в такой состав еще внести 24,0 долей (%) цемента либо цемента с наполнителем, например золой-уноса.

Содержание каждой составляющей (номинальный состав бетонной смеси) определим на начальном этапе из условия, что в кубометре бетонной смеси суммарная масса сухих компонентов составит 2250 кг. Уточненный состав сухих компонентов определим позже, рассчитав содержание граншлака и керамзита с учетом их реальной насыпной массы. Поскольку вышеприведенное долевое содержание керамзита (Кер), граншлака (ГШ), цемента и наполнителя (Ц+Н) с учетом их реального зернового состава равно:

$$\text{Кер:ГШ:(Ц+Н)} = 40,0 : 36,0 : 24,0,$$

то расход каждой составляющей легко рассчитать. Необходимо керамзита $\text{Кер} = 2250 \times 0,40 = 900$ кг. Но, учитывая, что насыпная масса используемого керамзитового гравия составляет 450 кг/м^3 , а гранитного щебня 1600 кг/м^3 , понижающий коэффициент на расход керамзита составит: $450 / 1600 = 0,28$, следовательно, керамзита необходимо: $900 \times 0,28 = 253$ кг. Потребное количество граншлака определим с учетом того, что его насыпная масса составляет 880 кг/м^3 , а щебня 1600 кг/м^3 , следовательно, необходимо ввести понижающий коэффициент на расход граншлака – он равен $880 / 1600 = 0,55$. $\text{ГШ} = 2250 \times 0,35 \times 0,55 = 464$ кг. Цемента и наполнителя необходимо $(\text{Ц+Н}) = 2250 \times 0,24 = 540$ кг.

Если необходимо получать бетоны различной прочности из вышеприведенных компонентов, то расход керамзита и граншлака надо оставлять неизменным, чтобы обеспечивать рациональный зерновой состав компонентов, следовательно, плотную упаковку зерен и наиболее эффективное использование цемента. Менять надо расход цемента, принимая не более 540 кг на кубометр бетонной смеси. Но при необходимости изменения прочности бетона, уменьшая расход цемента, надо недостающую часть мелкозернистого компонента компенсировать требуемым количеством золы-уноса или другого наполнителя. Суммарный их расход должен составлять 540 кг на кубометр бетонной смеси.

Дальнейшее определение составов бетонов необходимо проводить экспериментально-расчетным методом в зависимости от требуемой удобоукладываемости бетонной смеси, прочности и других физико-механических характеристик затвердевшего бетона, качества используемого цемента, химических добавок и некоторых других конкретных условий. Но расход керамзита и граншлака надо оставлять неизменным, чтобы не нарушать рациональный зерновой состав компонентов, а, следовательно, обеспечивать эффективное использование цемента.

Таким образом, в номинальном составе расход компонентов легкого бетона с использованием в качестве легких заполнителей керамзитового гравия и граншлака при условии обеспечения рационального зернового состава компонентов необходимо принимать: керамзитового гравия 253 кг, граншлака 464 кг, цемента и наполнителя из золы-уноса или другого мелкодисперсного материала 540 кг. Расход воды, а

также пластификатора определяется с учетом требуемой удобоукладываемости. В зависимости от требуемой прочности необходимо также уточнять и расход цемента, но в пределах указанного суммарного расхода мелкозернистого компонента.

Исходя из вышеприведенных предпосылок, нами определены расходы компонентов в пробных составах бетонной смеси, проверена их удобоукладываемость и прочность затвердевшего бетона в 28-суточном возрасте нормального твердения. Визуальными наблюдениями за процессом укладки и уплотнения этих составов установлено, что даже при значительном расходе воды и рекомендуемого расхода суперпластификатора не удается получить смесь хорошей связности и удобоукладываемости. Анализом зернового состава компонентов бетонной смеси принятого состава установлены причины этого явления. В этих составах из 52 частей крупного компонента 12 частей представлены шлаком со средним размером зерен около 3 мм и остальные 40 частей керамзитом со средним размером зерен около 10...12 мм. Следовательно, если для крупной фракции, представленной керамзитом, имеются соответствующие зерна средней фракции в граншлаке с размером зерен примерно в десять раз меньше, то для отнесенных к крупной фракции зерен со средним размером около 3 мм в составе граншлака зерен с размером в десять раз меньше, которые прошли через сито 0,315 (см. табл. 1) очень мало. Недостаток этой промежуточной фракции не позволяет получить смесь с хорошей связностью, однородностью и удобоукладываемостью. Поэтому принято решение в составы ввести днепровский песок, который представлен преимущественно фракциями 0,315 и меньше.

В результате такой корректировки получены составы с расходом керамзита 200 кг, граншлака 450 кг, песка 300 кг. Суммарный расход цемента и золы-уноса Приднестровской ГРЭС принят постоянным и равным 550 кг. Эти составы при расходе воды 200 литров на кубометр и комплексной добавки ПЛКП в количестве 1 % от массы цемента обеспечили прочность при расходе цемента 150 кг – 5,3 МПа, 250 кг – 10,8 МПа, 350 кг – 15,8 МПа. Для поддержки на постоянном уровне количества мелкозернистого компонента, а соответственно и рационального зернового состава компонентов в целом, в составы вводилась зола-уноса Приднестровской ГРЭС при расходе цемента 150 кг – 400 кг, 250 кг – 300 кг, 350 кг – 200 кг. Коэф-

фициент эффективности использования цемента, выраженный отношением достигнутой прочности к расходу цемента, при обеспечении вышеприведенного рационального состава компонентов составил при расходе цемента 150 кг – 0,035, 250 кг – 0,043, 350 кг – 0,045. Снижение коэффициента эффективности использования цемента в бетонах с пониженным расходом цемента при рациональном зерновом составе компонентов можно объяснить низким качеством золы-уноса, в частности наличием значительного количества несгоревших частиц.

Исходя из вышеприведенных предпосылок обеспечения рационального зернового состава компонентов, нами получены также составы легких бетонов без керамзитового гравия. При этом расход граншлака увеличен до 650 кг на кубометр бетонной смеси, а песка до 400 кг. Суммарный расход мелкозернистого компонента, состоящего из цемента и золы-уноса Приднестровской ГРЭС, оставался, как и в предыдущем эксперименте, постоянным и равным 550 кг. Так же как и в предыдущем эксперименте при изменении расхода цемента изменялся расход золы-уноса Приднестровской ГРЭС. Расход воды и комплексной добавки ПЛКП принят так же как и в предыдущем эксперименте с керамзитом.

Несмотря на то, что средняя плотность бетона без керамзитового гравия увеличилась до 1850 кг/м³, а плотность бетона с керамзитовым гравием составляла 1650 кг/м³, его прочность уменьшилась. При таком же расходе воды и комплексной добавки ПЛКП, а, следовательно, и удобоукладываемости бетонной смеси, прочность бетона без керамзитового гравия составила при расходе цемента 150 кг – 2,6 МПа, 250 кг – 8,4 МПа, 350 кг – 12,7 МПа.

Анализ представленных результатов

Испытания контрольных образцов бетона с местными вторичными продуктами промышленности позволяет определить следующие закономерности.

Разработанная ранее методика проектирования составов бетонов из условия обеспечения рационального зернового состава компонентов, обеспечивающего наиболее плотную упаковку зерен применяемых исходных материалов, может успешно применяться и для проектирования составов с использованием местных вторичных продуктов промышленности, в том числе легких заполнителей. При использовании в составах бетонов материалов с различной насыпной массой и плотностью зерен необходимо

использовать соответствующий коэффициент, учитывающий соотношение насыпных масс применяемых материалов для получаемого легкого бетона. Приготовленные бетонные смеси, состав которых рассчитан по предложенной методике, отличаются хорошей связностью, нерасслаиваемостью, удобоукладываемостью. При варьировании расхода цемента в широком диапазоне эти характеристики бетонной смеси остаются практически неизменными, чего трудно добиться при других подходах к проектированию составов бетонов с весьма неоднородными по плотности и насыпной массе исходными компонентами.

Применение комплексной добавки ПЛКП в бетонных смесях, в которых утилизируется значительное количество местных вторичных продуктов промышленности, оправдано. Даже при низких расходах цемента, а, следовательно, низкопрочных бетонах, пластифицирующая добавка обеспечивает улучшенную удобоукладываемость легких бетонов. Этот эффект обеспечивается только потому, что составы имеют рациональный зерновой состав компонентов при любом расходе цемента. Таким образом, подтверждена возможность применения пластифицирующих добавок в легких бетонах, в том числе низкопрочных, при условии обеспечения рационального зернового состава компонентов бетонной смеси.

Полученную низкую прочность бетонов и низкий коэффициент эффективности использования цемента можно объяснить низкой активностью применяемого цемента, а также низким качеством применяемых местных вторичных продуктов промышленности. Зола-уноса Приднепровской ГРЭС отличается от других аналогичных продуктов, например золы-уноса Ляджинской ГРЭС, наличием значительного количества (до 20 %) несгоревших частиц. Последние представляют собой частички кокса с очень развитой поверхностью. Следовательно, существенно повышается водопотребность смеси и, как следствие, снижается прочность. Очень развита поверхность также и у граншлака.

Полученный легкий бетон, как с керамзитовым гравием, так и без него с использованием в качестве легкого заполнителя граншлака может

применяться для устройства отдельных элементов конструкции пола.

Выводы

1. При утилизации в бетонах местных вторичных продуктов промышленности целесообразно определять расход компонентов, обеспечивая рациональный зерновой состав компонентов.

2. Необходимо проведение дальнейших исследований по оптимизации составов и свойств бетонов с использованием местных вторичных продуктов промышленности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.03.13-88 Полы [Текст]. – Взамен СНиП II-В.8-71; введ. 01.01.89. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 15 с.
2. Формирование структуры композиционных материалов и их свойства [Текст] / Б. В. Гусев и др. – М.: Научный мир, 2006. – 560 с.
3. Иванов, И. А. Легкие бетоны с применением зол электростанций [Текст] / И. А. Иванов. – М.: Стройиздат, 1986. – 136 с.
4. Сергеев, А. М. Использование в строительстве отходов энергетической промышленности [Текст] / А. М. Сергеев. – К.: Будівельник, 1984. – 120 с.
5. Нисневич, М. Утилизация попутных продуктов горения угля в промышленности строительных материалов [Электрон. ресурс] / М. Нисневич, Г. Сиротин // Строительные материалы. – 2003. – № 9. – С. 39-41. – Режим доступа: <http://www.first-realty.com.ua/art/4/147.html>.
6. Нетеса, Н. И. Проблемы экономии цемента в бетонах введением рационального количества микрозаполнителей [Текст] / Н. И. Нетеса // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. тр. / ПГАСА. – Вып. 12. – Д.: ПГАСА, 2001. – С. 301-305.
7. Нетеса, Н. И. Эффективные составы бетонов для плит пустотного настила непрерывного формования [Текст] / Н. И. Нетеса // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2006. – Вип. 10. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2006. – С. 110-112.
8. Нетеса, Н. И. Научные основы повышения эффективности использования цемента в бетонах [Текст]: дисс. ... д-ра техн. наук: 05.23.05 / Н. И. Нетеса. – Д., 2004. – 372 с.

Поступила в редколлегию 18.03.2010.

Принята к печати 25.03.2010.

ПЕРСПЕКТИВИ ВИКОРИСТАННЯ ВІДХОДІВ ГІРНИЧО-ЗБАГАЧУВАЛЬНИХ КОМБІНАТІВ У ВИРОБНИЦТВІ ВАЖКИХ БЕТОНІВ

Показано можливість ефективного використання відходів гірничо-збагачувальних комбінатів для виробництва важких бетонів.

Показана возможность эффективного использования отходов горно-обогатительных комбинатов для производства тяжелых бетонов.

The possibility of the effective waste management of ore mining and dressing groups for the production of the heavy-aggregate concrete is shown.

В процесі експлуатації гірничо-збагачувальних комбінатів відходи виробництва – вскришні породи та хвости збагачування не можуть бути повністю утилізовані оскільки мають великий об'єм виходу. Відходи, які не використовуються у повному обсязі, крім заморожування вкладених у них коштів, займають великі земельні площі та оказують негативний вплив на навколишнє середовище. Виходячи з цього ефективність відкритої розробки крутозалегаючих залізрудних родовищ може бути досягнута тільки при умови максимального зниження рівня виймання порід вскриші та використання їх різновидів для виробництва попутної товарної продукції.

Випуск додаткової продукції з порід вскриші дає змогу покращити техніко-економічні показники гірничо-збагачувальних комбінатів [1]. В загальному випадку їх прибуток складає:

$$П = P_T \cdot Ц_T + P_K \cdot Ц_K - C \quad (1)$$

де P_T і P_K – об'єм основної і попутної продукції, т; $Ц_T$ і $Ц_K$ – відпускна ціна основної і попутної продукції, грн/т; C – собівартість гірничого виробництва, грн.

Використання відходів гірничого виробництва дозволяє знизити матеріалоемність, трудомісткість і вартість будівельних конструкцій.

З ціллю скорочення відводу земельних площ під будівництво відвалів і хвостосховищ, а також комплексного використання відходів гірничого виробництва в народному господарстві пропонується використовувати хвости збагачення та породи вскриші у якості будівельних матеріалів: граніти, гнейси, мігматити, амфіболіти, ультраосновні породи, малорудні кварци-

ти – як бутовий камінь і щебеневу сировину; хлорито-серицитові сланці – у якості керамзитової сировини для виробництва заповнювачів легких бетонів; талькові сланці – як сировину для виготовлення ситалів; глини, суглинки, піски – у якості сировини для виготовлення цегли, заповнювачів бетонів, дорожнього будівництва.

Напрямок по комплексному використанню сировини, що попутно добувається, ілюструє приклад Полтавського ГЗКу. На ньому при розробці залізрудних родовищ до експлуатації залучаються не тільки добре- і важкозбагачувальні руди, але й значні об'єми нерудних корисних копалин, накопичуються значні запаси відходів збагачення у якості техногенної сировини (табл. 1).

Таблиця 1

Розробка сировини на Полтавському ГЗКа

Різновид гірничої маси	Річний об'єм виймання, млн т	Товарна продукція	Вихід товарної продукції, млн т, %	Відходи гірничого виробництва, млн т	Складування відходів
Залізисті кварцити K_2^2	9,8	щебінь	1,1/20	4,4	Шламосховище
Кварцити K_{23}^3 - K_{22}^3	30,1	—	—	30,1	Зовнішній відвал
Амфіболіти корінні	1,1	щебінь	1,1/100	—	—
Амфіболіти вивітрілі	1,5	—	—	1,5	Внутрішній відвал

Використання їх в промисловості дозволяє значно покращити рентабельність підприємства, скоротити об'єми відходів гірничого виробництва, знизити негативну дію їх на навколишнє середовище. Основним видом нерудної сировини, що попутно добувається, є скельні вмішуючі породи, які представлені плагіогранітами та мігматитами (західний борт кар'єру), амфіболітами (східна частина Горишне-Плавнинського родовища), кристалічними сланцями, безрудними і малорудними кварцитами. Ці породи, у першу чергу, використовуються для виробництва високоякісного щебеню, який споживається як на комбінаті, так і поставляється різним організаціям. Збагачувальний переділ дозволяє виробляти 43,9 % концентрату з багатой руди пласта K_2^2 і 32 % – з бідної пласта K_2^3 . За технологією сухої магнітної сепарації на першій стадії збагачування виділяється 20 % щебеню. За балансові залізні руди повністю перероблюються на щебінь, амфіболіти – до 50 %, некондиційні кварцити – до 5 %.

В теперішній час на комбінаті для виробництва щебеня із вмішуючи скельних порід експлуатуються дві установки з загальною річною продуктивністю до 1250 тис. м³. Крім того, із сировини кар'єру силами Меукологоспбуду та Облдорбуду щороку виробляється 500...600 тис. м³ щебеню.

До складу дробильної фабрики входять два корпуси сухої магнітної сепарації, на яких переробляється уся руда, яка поступає, без попереднього грохочення. Об'єм річного виходу будівельного щебеню складає 2210 тис. м³.

Нами досліджувалися властивості бетонної суміші та важкого бетону з заповнювачами із скельних вмішуючих порід Полтавського ГЗКу (амфіболіти, кварцити) у різних співвідношеннях. У якості в'язучого використовувався цемент Криворізького цементно-гірничого комбінату. Використання відходів гірничо-збагачувального виробництва дозволило отримати високоефективні бетони широкої області застосування.

Також розглянуто вплив комплексних хімічних добавок – органо-мінерального комплексу, який складається з модифікованого плава дикарбонових кислот (МПДКв), лігносульфонатів (ЛСТ) і вапна з відходів гірничого виробництва (порошкоподібного і гашеного 50 % концентрації), на властивості цементних композицій.

Вапно з відходів дробіння та розпилювання вапняків одержували у дослідницько-проми-

словій печі циклонного типу на Полтавському КЗКі шляхом випалювання у струмі високотемпературних газів заздалегідь змеленого вапняку.

Піч циклонного барабана забезпечує високу якість готового продукту, а наявність теплообмінних елементів для утилізації теплоти димових газів і вапна обумовлює її високий термічний коефіцієнт корисної дії. Піч циклонного типу доцільно використовувати в комплексі з млиновою системою для помелу вапняку, в якій димові гази використовуються як сушильний агент.

Дослідження показали, що виробництво вапна в печі циклонного типу забезпечує отримання вапна з високою хімічною активністю. У вапна, залежно від режиму випалення, вміст активних оксидів кальцію і магнію знаходиться в межах 70...85 %. М'який температурний режим випалення (900...1150 °С) і малий час термообробки (1,5...2,5 с) забезпечує наявність перепалу у вапно не більше 2 %.

Численні дослідження в області фізико-хімічних процесів, які лежать в основі схоплювання і твердіння цементів, не дозволили ще повністю розкрити суть цих явищ, пов'язаних з істотними розбіжностями в поглядах провідних учених на окремі положення, що визначають механізм твердіння цементу.

В даний час переконання на процеси твердіння мінеральних в'язучих речовин базуються на великому експериментальному матеріалі із залученням нових методів досліджень, таких як рентгенографія, термографія, електронна мікроскопія та ін.

У роботах П. А. Ребіндера [2] на основі фізико-механічних уявлень про механізм процесів структуроутворення встановлені закономірності синтезу твердих тіл із заданими механічними властивостями і розроблені наукові основи технології отримання будівельних матеріалів з необхідними властивостями і структурою. У основу теорії твердіння гідратаційних в'язучих їм покладені уявлення про два види структуроутворення, згідно яких при взаємодії цементу з водою спостерігається інтенсивне розчинення, гідратація і гідроліз твердої фази, про що свідчать зростання електропровідності і рН, а також утворення коагуляційної структури, що безперервно зміцнюється.

Мінералогічний склад цементу є однією з основних характеристик, що визначають фізико-хімічні і фізико-механічні властивості цементу.

Дослідженнями, проведеними на тісті, приготованому з чистих клінкерів різного мінералогічного складу, показано, що кінетика зміни рідкої фази і пересичення її щодо нових гідратних фаз у клінкерів різного мінералогічного складу неоднакові.

Процеси, що розвиваються в найраніший період гідратації, обумовлені наявністю найбільш розчинних складових клінкеру – трикальцієвого силікату, трикальцієвого алюмінату і лужних сульфатів. Так, вже через три хвилини з моменту затворення в рідкій фазі міститься значна кількість іонів кальцію і лужних металів, а також зростає лужність середовища. Разом з тим, концентрація цих іонів в рідкій фазі не однакова у клінкерів різного мінералогічного складу. У алітових клінкерів в початковий момент спостерігається висока концентрація іонів кальцію, яка знижується протягом першої години. Рідка фаза таких клінкерів стає пересиченою щодо гідроокису кальцію практично миттєво. У белітового ж клінкеру збагачення рідкої фази кальцієм відбувається поступово і найбільш висока концентрація кальцію досягається через три години. Рідка фаза белітового клінкеру стає насиченою щодо гідроокису кальцію тільки через п'ять годин після затворення. Надалі протягом доби спостерігається незначне її пересичення щодо гідроокису кальцію.

Зміна в клінкері трикальцієвого алюмінату не змінює характер кінетичних кривих кальцію, оскільки рідка фаза алітових клінкерів стає пересиченою щодо гідроокису кальцію відразу ж після затворення, а розчинність трикальцієвого алюмінату різко знижується в розчинах, насичених гідроокисом кальцію.

Відомо, що фізико-механічні властивості цементу починають виявлятися через деякий час після початку процесів гідролізу і гідратації цементних мінералів.

Динаміка наростання міцності в часі I , що приймається як відношення добової міцності до 28-добової $I = \frac{R_1}{R_{28}}$ складає [3] для портландце-

менту 0,3...0,5, а для глиноземистого цементу – 0,9. Таким чином, портландцементи навіть високих марок не можуть бути повною мірою віднесені до типу швидкотвердіючих цементів.

У проблемі отримання швидкотвердіючих і високоміцних портландцементів важливим є модифікування цементних мінералів в процесі їх формування при випаленні цементного клінкеру і надання модифікуючого впливу на процеси структуроутворення і твердіння цементів.

Розглядаючи вплив зовнішньої будови кристалів аліта на швидкість гідратації і міцність портландцементу, встановлено, що розміри і зовнішня форма кристалів істотно впливають на властивості цементу.

При різних показниках міцності алітового і белітового цементів спостерігається різний вміст $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в продуктах їх твердіння. На підставі чого можна зробити висновок, що саме відповідним вмістом $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в продуктах твердіння можна пояснити високу міцність алітового цементу у віці 1, 3, 7 і 28 діб і низьку міцність белітового цементу. Авторами показано так само збільшення міцнісних властивостей бетону з додатково введеною кількістю $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Проведені дослідження дозволяють дійти висновку, що $\text{Ca}(\text{OH})_2$ є важливим структурним елементом твердіючого портландцементу, що визначає в значній мірі його міцнісні характеристики.

Як показали дослідження, величина рН водних розчинів органо-мінерального комплексу складає 12,3...12,9, а водних розчинів добавок ГДК і ГДК + ЛСТ – 3,4...3,7. Введення комплексних добавок зменшує терміни схоплювання портландцементу.

Структуроутворення портландцементного тіста з комплексними хімічними добавками представлено на рис. 1.

На рис. 2 показано вплив комплексних хімічних добавок на швидкість осадження портландцементної суспензії.

Для визначення міцності бетону виготовлялися зразки – куби розміром 10×10×10 см.

Результати впливу добавок на зміну рухливості бетонної суміші і міцнісні властивості бетону приведені на рис. 3, 4, 5.

Перед випробуванням бетонні зразки тверднули в нормально-вологих умовах 1, 3, 7 і 28 діб і піддавалися пропарюванню в пропарювальній камері при $t = 900^\circ\text{C}$ по режиму 2+3,5+9+2 годин.

Як показали дослідження, введення добавок уповільнює швидкість осадження цементної суспензії, а також скорочує період структуроутворення цементного тіста. Добавки володіють поліфункціональною дією, що виявляється пептизуючим ефектом, скороченням періоду структуроутворення. Застосування добавок не може викликати корозію арматури в бетоні, оскільки величина рН водних розчинів органо-мінерального комплексу складає 12,3...12,9.

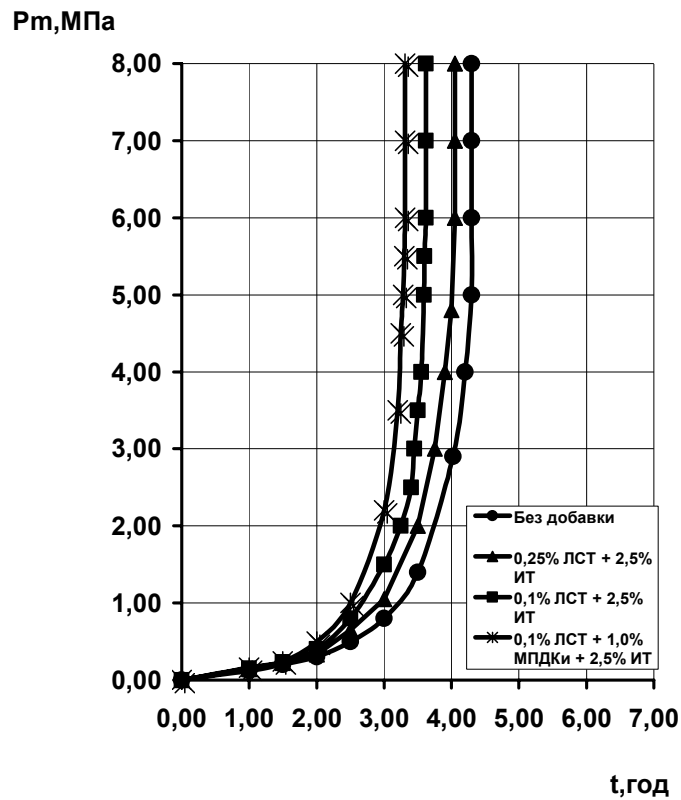


Рис. 1. Структурутворення портландцементного тіста з комплексними хімічними добавками

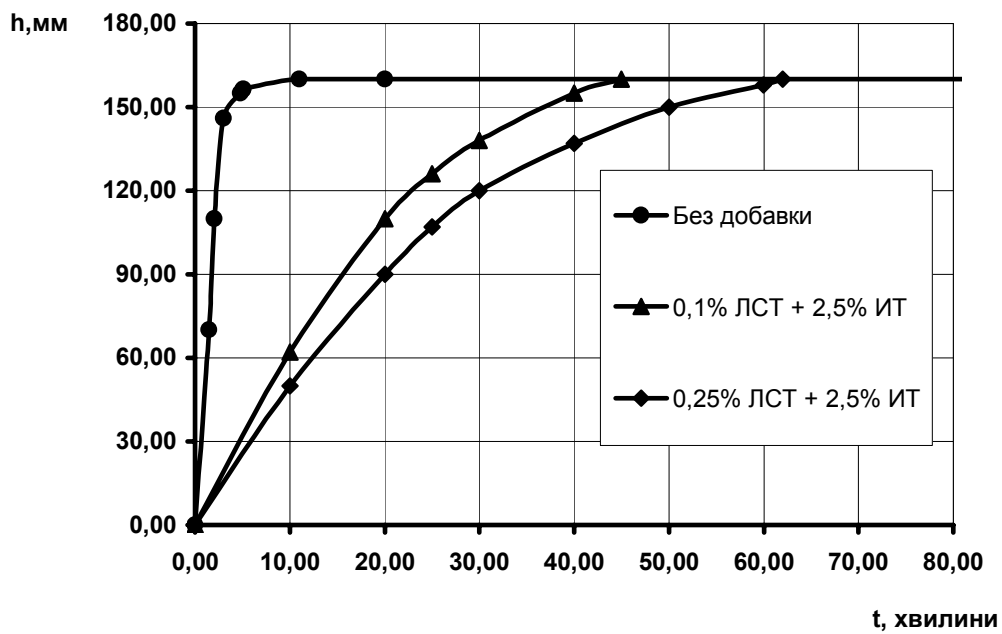


Рис. 2. Вплив комплексних хімічних добавок ЛСТ + ИТ на швидкість осадження портландцементної суспензії

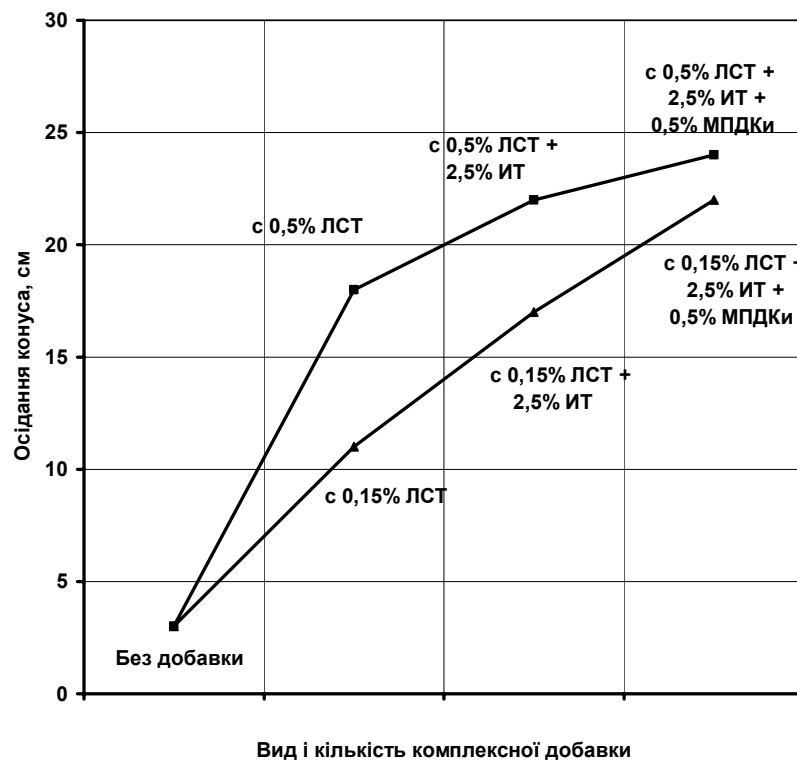


Рис. 3. Вплив комплексних хімічних добавок на зміну рухливості бетонної суміші

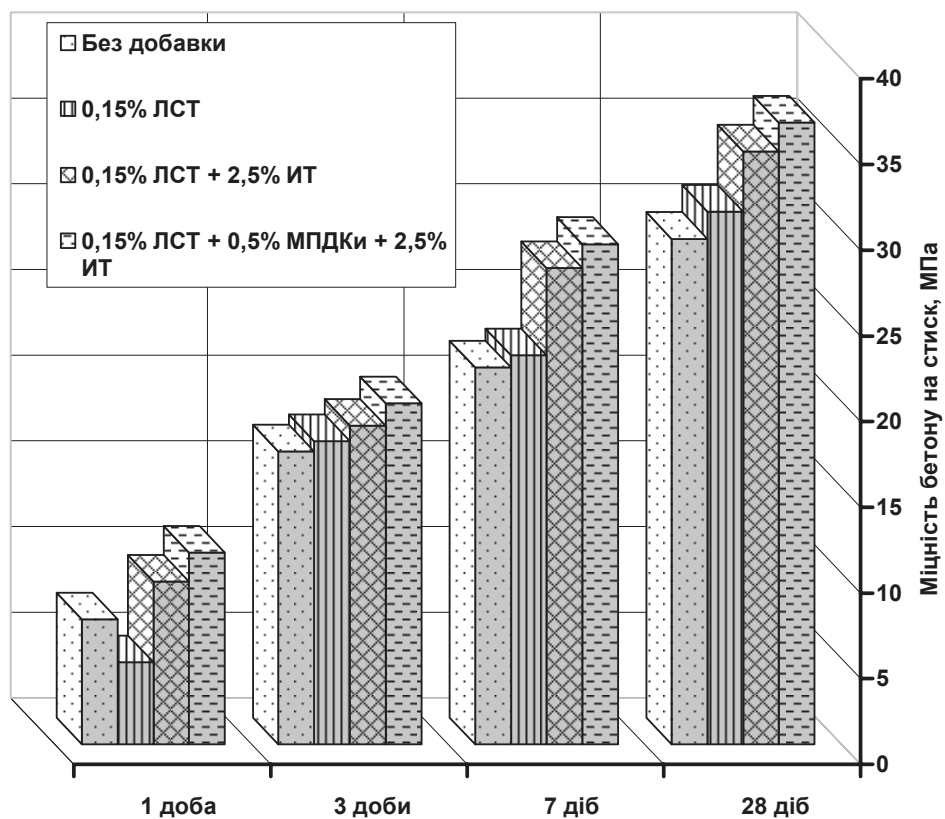


Рис. 4. Кінетика зміни міцності бетону з хімічними добавками, що твердіє в нормально-вологісних умовах

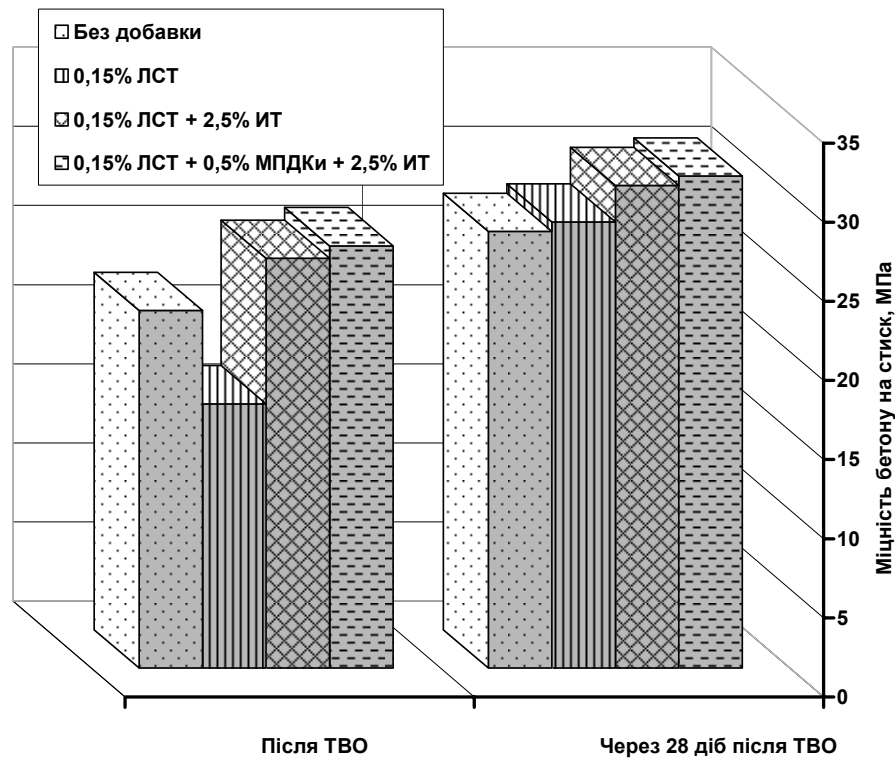


Рис. 5. Кінетика зміни міцності бетону з хімічними добавками, що твердіє при тепло-вологісній обробці

Введення органо-мінерального комплексу змінює рухливість бетонної суміші. Так, добавки, введені в кількості 0,15 % ЛСТ+2,5 % ИТ+0,5 % МПДКи збільшує рухливість бетонної суміші з ОК=2 см до 8 см, а при введенні добавок в кількості 0,5 % ЛСТ+2,5 % ИТ+0,5 % МПДКи з ОК=2 см до 23 см.

Встановлено, що комплексні поліфункціональні модифікатори підвищують рухомість бетонної суміші у 2...3 рази, сприяють зростанню міцності бетону, що твердіє як у нормально-вологісних умовах, так і з застосуванням тепловологої обробки. Приріст міцності важкого бетону з добавками складає 17 %...53 %. Із

застосування добавок загальний цикл тепловологої обробки скорочується на 25...50 %.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Бизов, В. Ф. Відкриті гірничі роботи. Том XIII [Текст] : підручник для студ. ВНЗ закладів за напрямком «Гірництво» / В. Ф. Бизов, А. Ю. Дриженко. – Кривий Ріг: Мінерал, 2004. – 341 с.

Надійшла до редколегії 23.02.2010.
Прийнята до друку 01.03.2010.

Г. П. ПАСТУШКОВ, В. Г. ПАСТУШКОВ, В. А. БЕЛЫЙ, А. А. ЯКОВЛЕВ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь)

ИСПЫТАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ ДЛИНОЙ 55 МЕТРОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ИННОВАЦИОННОГО ИЗМЕРИТЕЛЬНОГО ОБОРУДОВАНИЯ

У статті наводяться результати випробування сталезалізобетонної прогонової будови, виконаної за індивідуальним проектом на Чеховському заводі мостових конструкцій в Росії.

В статье приводятся результаты испытания сталежелезобетонного пролетного строения, выполненного по индивидуальному проекту на Чеховском заводе мостовых конструкций в России.

The results of test of the steel-ferro-concrete span, manufactured according to a specific project at Chekhov Plant of Bridge Constructions (Russia), are presented in the article.

Сталежелезобетонное пролетное строение, выполненное по индивидуальному проекту, изготовлено Чеховским заводом мостовых конструкций (Россия). Несущие конструкции представляют собой сварные двутавровые балки со сплошной стенкой высотой 1800 мм, собранные в поперечном сечении в пакет из двух балок. В поперечном сечении пролетное строение объединяется с железобетонной плитой проезжей части с помощью гибких упоров (упоров Нельсона). Главные балки состоят из монтажных блоков металлических двутавровых балок из стали 15ХСНД длиной 9400 и 11990 мм, которые объединяются между собой при помощи двухсторонних накладок и высокопрочных болтов.

Главные балки объединены между собой поперечными связями в пакет и установлены на расстоянии 1700 мм. В приопорной зоне устанавливается домкратная балка двутаврового сечения с ребрами жесткости.

Особенностью пролетного строения является то, что оно собирается на сплошных подмостях. На этих же подмостях бетонировалась железобетонная плита проезжей части. Раскруживание пролетного строения производилось после набора прочности бетоном в плите.

Данное решение позволило:

- отойти от классической двухстадийной схемы работы сталежелезобетона и передать всю нагрузку за одну стадию на объединенное сталежелезобетонное сечение;
- уменьшить вес металлоконструкций;
- отказаться от применения капитальных промежуточных опор;
- упростить операции по сборке пролетного строения;
- применить при монтаже более легкое грузоподъемное оборудование;

– уменьшить строительную высоту пролетного строения;

– уменьшить габаритные размеры и вес перевозимых блоков пролетного строения, что позволило значительно уменьшить транспортные расходы по их доставке на объект с завода-изготовителя за счет применения автотранспорта.

Испытание проводилось с целью изучения работы сооружения в натуральных условиях и проверки соответствия его поведения расчетным предпосылкам.

Испытания проводилось с использованием равномерно-распределенной нагрузки, состоящей из фундаментных бетонных блоков ФБС.

Установка нагрузки при загрузке на максимум подобрана таким образом, чтобы воздействие на конструкцию было эквивалентно воздействию подвижного состава С4 в соответствии с требованиями СНиП 2.06.07-86.

Установку нагрузки предполагается производить в несколько этапов. Нагрузка постепенно устанавливается вдоль пролета до тех пор, пока не будет установлена в наиболее невыгодное положение. Поэтапно фиксируются данные по приборам и положение нагрузки на пролетном строении. После установки нагрузки производится повторная фиксация исследуемых величин в обратную сторону аналогичным порядком.

Основные параметры используемой нагрузки:

- общий вес – 67,08 т;
- ширина распределенной нагрузки – 2,4 м;
- длина нагрузки 12,1 м в середине пролета моста.

Контроль прогибов осуществлялся приборами с использованием технологии GPS. Контроль деформаций осуществлялся электронны-

ми мессурами, подключенными к персональному компьютеру (рис. 1).



Рис. 1. Пример значений, получаемых высокоточными электронными мессурами

Электронные мессуры во время испытания были установлены на главных балках в середине пролета эстакады на верхней и нижней полках на расстоянии 150 мм от стыка балок между собой. Электронные мессуры позволяют определять перемещения возникающие в элементах конструкций под нагрузкой в реальном времени. Результаты передаются на портативный компьютер при помощи высокоскоростного беспроводного соединения. Диапазон измерений от 10^{-9} мм до 50 мм. База мессуры – 140 мм.

Была определена теоретическая грузоподъемность металлического пролетного строения. В результате расчетов выявлено, что грузоподъемность пролетного строения при расчетах на прочность, выносливость и устойчивость соответствуют требованиям технического задания на проектирование.

В настоящих исследованиях использовался высокоточный роботизированный электронный тахеометр TCRA1201, производства концерна Leica Geosystems, Швейцария.

Электронный тахеометр TCRA1201 оснащен системой с сервомоторами, которые могут автоматически позиционировать систему наблюдения (объектив тахеометра) в требуемом направлении. Вторая существенная особенность тахеометра – наличие встроенной системы ATR, которая позволяет автоматически наводиться на центр отражателя и выполнять сопровождения движущегося отражателя.

Чувствительный элемент блока ATR излучает невидимый лазерный луч, который отражается от любой стандартной призмы и принимается встроенной цифровой матрицей с высоким разрешением (активный отражатель, который бы излучал собственный сигнал, не требуется). Для распознавания изображения призмы используются различные алгоритмы (рис. 2).

Максимальные ожидаемые напряжения в нижнем поясе для середины пролета – 72,212 МПа. Для испытываемого сечения эти же значения будут, соответственно, лежать в пределах 67,84...68,85 МПа.

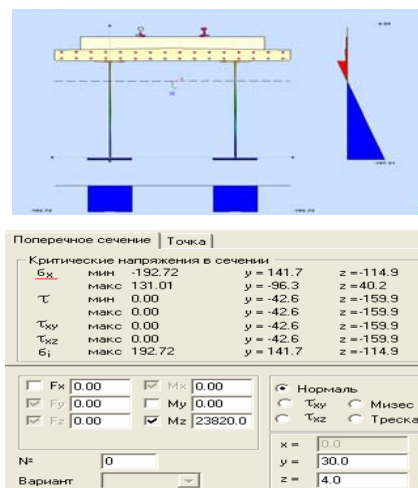


Рис. 2. Расчет сечения в середине пролета от нагрузки С4 (нормативный момент)

Максимальные ожидаемые напряжения в верхнем поясе главных балок, полученные теоретически, имеют значения 37,703 МПа, а при испытаниях – соответствуют значениям 12,60...14,67 МПа. Теоретические сжимающие напряжения в плите проезжей части составляют 12,023 МПа, а фактические – 7,35 МПа.

Показатель работы конструкции по СНиП 3.06.07-86 находится в пределах $K = 0,4...0,95$ и для всех исследованных элементов меньше 1,0, что свидетельствует о правильности теоретических предпосылок при расчете и надлежащем качестве строительства.

Результаты испытаний показывают, в основном, линейную работу конструкции при испытательных нагрузках. После испытания конструкций максимальный остаточный прогиб составил 6,8 мм. Показатель работы конструкции при этом $\alpha = 0,115$. Такой показатель характерен для мостов из сталежелезобетона (по СНиП 3.06.07-86 он не должен превышать 0,15).

Фактическая жесткость конструкции оказалась выше теоретической.

Определена теоретическая грузоподъемность металлического пролетного строения. В результате расчетов выявлено, что грузоподъемность пролетного строения при расчетах на прочность, выносливость и устойчивость соответствуют требованиям технического задания на проектирование.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы [Текст] / Минстрой России. – М.: ГПЦПП, 1996.
2. СНиП 3.06.07-86. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний [Текст] / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстрой СССР, 1988.

Поступила в редколлегию 19.03.2010.

Принята к печати 26.03.2010.

А. Н. ПЛУГИН, Л. В. ТРИКОЗ, О. С. ГЕРАСИМЕНКО,
И. В. ПОДТЕЛЕЖНИКОВА (УкрГАЖТ, Харьков)

ВЛИЯНИЕ ВИДА ПИГМЕНТА НА РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА АНТИКОРРОЗИОННЫХ ЗАЩИТНЫХ ПОКРЫТИЙ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

У статті досліджено вплив величини електроповерхневих потенціалів на змінення величин в'язкості суспензій різних за хімічною природою пігментів – оксиду титана та оксиду заліза. Показано, що при рівних концентраціях дисперсної фази ϕ більші значення в'язкості показали системи з пігментом TiO_2 , а менші – з Fe_2O_3 . Це добре корелює з абсолютними величинами електроповерхневих потенціалів вказаних речовин та свідчить про структуруючий вплив активних центрів на молекули дисперсійного середовища, що збільшує в'язкість.

В статье исследовано влияние величины электроповерхностных потенциалов на изменение величин вязкости суспензий различных по химической природе пигментов – оксида титана и оксида железа. Показано, что при равных концентрациях дисперсной фазы ϕ большее значение вязкости показали системы с пигментом TiO_2 , а меньшее – с Fe_2O_3 . Это хорошо коррелирует с абсолютными величинами электроповерхностных потенциалов указанных веществ и свидетельствует о структурирующем влиянии активных центров на молекулы дисперсионной среды, что увеличивает вязкость.

In the article the influence of the electro-surface potential value on change of the suspension viscosity values of pigments was investigated. It was done for pigments different in chemical nature – titanium oxide and ferric oxide. It was demonstrated that at equal dispersed phase concentrations the higher viscosity value was shown by systems with pigment TiO_2 and the lower one – with Fe_2O_3 . This fact correlates well with the absolute values of electro-surface potentials of the pigments studied. The active centers of the particles produce structuring effect on the dispersed medium molecules thus increasing the system viscosity.

Постановка проблемы

Металлические и железобетонные конструкции мостов, тоннелей, водопропускных труб и подземных сооружений подвергаются повышенному коррозионному износу [1–3], особенно те, которые эксплуатируются в условиях обводнения на электрифицированных постоянным током участках железных дорог (из-за совместного действия обводнения и токов утечки с рельсов). Эффективным способом защиты от такого разрушения может быть окрашивание поверхности металлических и железобетонных конструкций водонепроницаемыми защитными покрытиями, как при строительстве, так и во время эксплуатации, в т.ч. после восстановления поврежденных участков. Долговечность самих же антикоррозионных покрытий может быть обеспечена на основе закономерностей физико-химической механики дисперсных систем и материалов, раскрывающей механизмы взаимодействия составных частей между собой, и возможного прогнозирования на этой основе конечных свойств материалов. Данное исследование направлено на рас-

крытие механизмов взаимодействия пигментов с дисперсионной средой для создания эффективных и долговечных антикоррозионных покрытий.

Анализ предыдущих исследований

На протяжении многих лет выбор лакокрасочных материалов регламентировался различными общестроительными и отраслевыми нормативными документами: ГОСТ 9.602-89, СНИП 2.03.11-85, СН-65-76, Инструкция ЦП 0050, Инструкция ЦП 0054, Инструкция ЦЭ 3551, Технологические правила окраски, Руководство по защите от коррозии, Рекомендации по защите от коррозии и др. Согласно указанным нормативным документам, лакокрасочные покрытия (ЛКП) подразделяются на масляные и полимерные и в большинстве случаев состоят из грунтовки и покрывных слоев. Грунтовка – первый прочный слой, являющийся противокоррозионным и обеспечивающим сцепление с окрашиваемой поверхностью и покрывным слоем. Покрывные слои ЛКП увеличивают надежность защиты конструкции от

коррозии. Они должны обладать хорошей адгезией к грунтовке, высокой механической прочностью, атмосферостойкостью, химической стойкостью по отношению к перевозимым агрессивным грузам и газам от подвижного состава, обеспечивать стойкость ЛКП к агрессивной окружающей среде.

В металлических пролетных строениях и опорах различной конструкции наиболее подверженными коррозии являются:

- места наибольшего засорения: проезжая часть, коробки нижних поясов ферм, верхние пояса ферм при езде поверху, фасонки продольных связей, опорные узлы, а также имеющиеся пазухи в конструкциях;

- плохо проветриваемые, а также подверженные действию дымовых газов места: пояса балок проезжей части, нижние коробчатые пояса ферм, фасонки продольных связей.

Такие места в наибольшей мере сосредоточены в элементах проезжей части, в том числе верхних поясов (полок) продольных балок (ферм) мостов.

Эти места должны окрашиваться чаще других, при этом должны применяться особо устойчивые краски или защитные покрытия. В соответствии с выше перечисленными нормативными документами наиболее устойчивыми являются ЛКП на основе эпоксидных смол ЭП-00-10 как в качестве самостоятельного покрытия, так и в сочетании с грунтовками ЭП-00-10 и ЭП-057. Это объясняется их высокой атмосферостойкостью, хемо-, водо-, масло- и бензостойкостью, а также тем, что лишь они рекомендуются для элементов проезжей части, в том числе верхних поясов (полок) продольных балок (ферм) мостов. Остальные ЛКП, имеющие лишь стойкость на открытом воздухе – ХВ-119 и ХВ-113, и даже химическую стойкость – ХВ-125 и ХВ-124 – могут применяться лишь для элементов главных ферм и связей, где засорения и вода не скапливаются, и конструкции являются хорошо продуваемыми. ЛКП на основе сурика железного на олифе натуральной применяются и для элементов проезжей части, кроме верхних поясов продольных балок. Анализ имеющихся литературных данных и рекламных материалов позволил выявить другие ЛКП, появившиеся в последние два десятилетия, которые близки по свойствам к рассмотренным и применялись или могли бы быть применены для мостов.

Однако, несмотря на большое количество разработанных отечественных и зарубежных покрытий, проблема защиты металлических и

железобетонных конструкций от электрокоррозии в указанных сложных условиях остается нерешенной. В большой степени это обусловлено недостаточной изученностью механизмов разрушения антикоррозионных покрытий в условиях постоянных токов утечки через конструкции и обводнения сооружений, вследствие чего они разрушаются намного раньше проектируемых сроков за счет недоступности качественных покрытий из-за их дороговизны и отсутствия простых и надежных способов контроля защитных свойств покрытий в условиях обводнения и постоянных токов утечки. Как показали собственные проведенные исследования [3–5], интенсивный износ стальных конструкций мостов, тоннелей и водопропускных труб, эксплуатируемых на электрифицированных участках железных дорог, обусловлен совместным действием обводнения и токов утечки, при котором на стальных конструкциях возникают электрические потенциалы, вызывающие под защитным покрытием реакции электрокоррозии и давление, а в бетонных, железобетонных и кирпичных конструкциях возникает вынос продуктов гидратации цемента в воду или водонасыщенный грунт, что значительно ускоряет разрушение защитных покрытий и конструкций и требует разработки и применения новых защитных покрытий с высокой адгезией к влажным поверхностям, высокой безнапорной водонепроницаемостью и электрохимической стойкостью в сочетании с хорошими декоративными свойствами. Для удешевления таких покрытий используются индустриальные или каменноугольные смолы, имеющие темный цвет. Достижение декоративных свойств (светлых цветов для предотвращения чрезмерного нагрева на солнце) защитных покрытий может быть обеспечено за счет применения указанных смол в сочетании с различными пигментами и растворителями. При этом создание антикоррозионных покрытий, включающих органические связующие и неорганические наполнители, возможно лишь при учете химической природы вещества, составляющего дисперсную фазу. В свою очередь, химическая природа поверхности твердых веществ определяется слагающими их атомами. В связи с этим, природа всех видов связей и всех свойств и взаимодействий веществ, по существу, является электрической, обусловленной наличием электронов и протонов на поверхности, а строением электронных орбиталей атомов определяются величины электроповерхностных потенциалов, которые могут быть рассчитаны по методике

одного из авторов [6]. При образовании сложных веществ величины абсолютных электроповерхностных потенциалов слагающих его атомов алгебраически складываются с учетом стехиометрических коэффициентов.

Цель исследований

Разработка методических основ прогнозирования свойств защитных покрытий на основе электроповерхностных характеристик входящих в него компонентов. В качестве метода, позволяющего экспериментально определить влияние электроповерхностного потенциала на свойства антикоррозионных составов, был выбран метод измерения вязкости суспензий различных по химической природе пигментов – диоксида титана и оксида железа.

Результаты исследований

Электроповерхностные свойства дисперсных систем с жидкой дисперсионной средой характеризуются электроповерхностным потенциалом $\psi_{ЭП}^0$, (В); плотностью и концентрацией электроповерхностного заряда q (Кл/м² и 1/м²); дипольным моментом μ активных групп молекул дисперсионной среды (Кл·м); поверхностной концентрацией дипольных групп на активных центрах частиц n , (1/м²). Следует также учитывать электроповерхностные свойства граничных слоев воды (конденсатная пленка в естественных условиях) на защищаемых стальных и бетонных поверхностях, которые описываются двойным электрическим слоем (ДЭС) и соответствующими теориями [7].

Электрическое поле минеральных наполнителей обусловлено активными центрами на их поверхности. Активными центрами твердой поверхности пигментов являются разорванные химические связи, которые насыщаются гидроксильными группами, могут служить центрами полимеризации и обуславливать формирование направленной структуры. Электроповерхностная активность пигментов может быть использована для регулирования свойств антикоррозионных покрытий путем реализации эффекта передачи электрической поверхности наполнителя через полярный слой из диполей воды. Следовательно, разные по своему виду (химической природе) пигменты будут по-разному влиять на структурно-механические свойства готовых композиций. Для подтверждения этой гипотезы и были проведены данные исследования.

Высокий электроповерхностный потенциал, определяемый по методике, изложенной в [6], обуславливает возникновение на каждом активном центре поверхности пигмента дипольно-ионной группы, большой дипольный момент которой обуславливает значительное диполь-дипольное взаимодействие с полярными молекулами воды (дипольный момент $\mu_{\text{в}} = 6,1 \cdot 10^{-30}$ Кл·м), что влияет на вязкость дисперсной системы в целом.

Для экспериментального подтверждения влияния электроповерхностных характеристик пигментов исследованы зависимости динамической вязкости от различной объемной концентрации частиц дисперсной фазы в дисперсионной среде – воде. Измерения проводились на ротационном вискозиметре ВСН-3. Для исследований приготавливались суспензии пигментов в воде с различной концентрацией частиц от 5 до 50 %. В качестве пигментов выбраны двуокись титана (TiO₂) и сурик железный (Fe₂O₃), частицы которых имеют круглую форму. Обладая электроповерхностными свойствами, они одновременно выполняют структурирующую функцию для молекул дисперсионной среды. Полученные зависимости представлены на рис. 1.

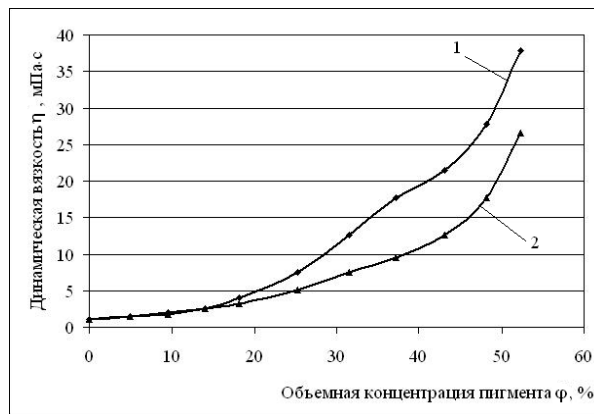


Рис. 1. Зависимость динамической вязкости дисперсных систем от содержания пигмента: 1 – двуокись титана; 2 – сурик железный

Представленные результаты свидетельствуют, что вязкость смеси $\eta_{\text{см}}$ возрастает с увеличением концентрации дисперсной фазы ϕ быстрее, чем это должно быть в соответствии с прямолинейной зависимостью, вытекающей из закона Эйнштейна $\eta_{\text{см}} = \eta_0(1 + k\phi)$. Уравнение Эйнштейна выведено из предположения отсутствия взаимодействия между частицами и при равных концентрациях твердой фазы будет давать одинаковое значение вязкости, независимо от вида исследуемых систем, что противоречит многочисленным экспериментальным данным.

Результаты собственных измерений показали, что при равных концентрациях дисперсной фазы φ наибольшее значение вязкости показали суспензии с оксидом титана, меньшие значения – у суспензий с суриком, что полностью коррелирует с абсолютными величинами электроповерхностных потенциалов $\psi_{ЭП}^0$ указанных веществ (при $pH = 7$ для TiO_2 $\psi_{ЭП}^0 = -0,15$ В; для Fe_2O_3 $\psi_{ЭП}^0 = -0,117$ В). Эти данные могут быть интерпретированы следующим образом. Большой по величине электроповерхностный потенциал диоксида титана оказывает большее структурирующее влияние на диполи воды, что и приводит к повышенному значению вязкости по сравнению с оксидом железа при одинаковой концентрации частиц пигмента в суспензии.

Выводы и перспективы

Результаты экспериментов подтвердили гипотезу о влиянии вида пигмента – его химической природы – на вязкость дисперсных систем. Это дает основания предложить дополнить уравнение Эйнштейна слагаемым, учитывающим взаимодействие между частицами дисперсной фазы (в том числе и пигмента) и молекулами дисперсионной среды. Развитие представлений о процессах формирования структуры антикоррозионных защитных покрытий с учетом электроповерхностной активности наполнителей могут послужить основой оптимизации их структуры и обеспечения оптимальных структурных характеристик, позволяющих

получать покрытия с высокими показателями когезионной и адгезионной прочности, пассивирующих и декоративных свойств, долговечности в целом.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коррозия и защита сооружений на электрифицированных железных дорогах [Текст] / А. В. Котельников и др. – М.: Транспорт, 1986. – 152 с.
2. Котельников, А. В. Блуждающие токи электрифицированного транспорта [Текст] / А. В. Котельников. – М.: Транспорт, 1986. – 277 с.
3. Электрокоррозия железобетонных мостов и других искусственных сооружений [Текст] / А. Н. Плагин и др. // Залізн. трансп. України. – Х.: УкрДАЗТ, 2004. – № 1. – С. 11-13.
4. Електрокорозія бетону залізобетонних блоків обробки метрополітену [Текст] / А. М. Плагін та ін. // Зб. наук. пр. – Х.: ХарДАЗТ, 2003. – Вип. 56. – С. 126-135.
5. Подтележникова, И. В. Защитные составы для железобетонных и стальных конструкций мостов и других сооружений, эксплуатируемых в условиях обводнения и токов утечки [Текст]: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / И. В. Подтележникова. – Х.: УкрГАЗТ, 2009. – 206 с.
6. Плагин, А. Н. Электрогетерогенные взаимодействия при твердении цементных вяжущих [Текст]: дисс. ... д-ра хим. наук. – К.: ИКХХВ, 1989. – 282 с.
7. Фридрихсберг, Д. А. Курс коллоидной химии [Текст] / Д. А. Фридрихсберг. – Л.: Химия, 1984. – 368 с.

Поступила в редколлегию 15.03.2010.

Принята к печати 26.03.2010.

ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ НАДІЙНОСТІ ОПОРНИХ ЧАСТИН АВТОДОРОЖНІХ МОСТІВ

В статті наведено опис конструкцій опорних частин автодорожніх мостів, їх класифікацію. Особливу увагу приділено ефективним опорним частинам з використанням еластомерних матеріалів: гумовим, стаканним, сферичним. Вказано на характерні дефекти опорних частин та вимоги, що направлені на забезпечення їх експлуатаційної надійності.

В статье приведено описание конструкций опорных частей автодорожных мостов, их классификация. Особое внимание уделено эффективным опорным частям с использованием эластомерных материалов: резиновым, стаканным, сферическим. Указаны характерные дефекты опорных частей и требования, направленные на обеспечение их эксплуатационной надежности.

In the article the description of structural bearing types for roadway bridges and their classification is given. Special attention is paid to effective bearings with elastomeric materials – rubber, pot, spherical ones. Characteristic defects of structural bearings and demands of serviceability are noticed.

Опорні частини є важливими елементами мостів, що забезпечують розрахункові умови роботи всіх конструкцій: прогонових будов, опор, насипів підходів. Опорні частини призначені для передачі опорних реакцій прогонових будов на опори і забезпечення кутових і поступальних переміщень опорних перерізів прогонових будов відповідно до розрахункової схеми опорних закріплень.

Автодорожні мости характеризуються значною різноманітністю по ширині, плану і профілю. Це ж відноситься до мостів, естакад, шляхопроводів і транспортних розв'язок в містах, коли складні по організації руху споруди доводиться вписувати в порівняно обмежений простір. Вказані особливості призводять до необхідності розташування споруд на кривих малих радіусів і з граничними величинами ухилів, використання нерозрізних прогонових будов великої або змінної ширини, використання нерегулярної розбивки споруд на прогони, щоб зберегти складні підземні і наземні інженерні комунікації, що перетинаються, і магістралі. Всі ці обставини визначають особливості підбору і розташування опорних частин на автодорожніх мостах і міських транспортних спорудах.

До останнього часу основними типами опорних частин в мостах були сталеві опорні частини, що застосовувалися в мостобудуванні протягом довгого часу. При будівництві сучасних мостів індивідуального проектування (монолітних залізобетонних, багатопролітних нерозрізних, кривих в плані і профілі) необхідні зовсім інші види опорних частин. Використання сучасних конструкцій і технологій, застосування нових матеріалів з покращеними фізико-

механічними характеристиками привели до розробки нових типів опорних частин, невеликих по габаритах і менш матеріалоемних. З врахуванням металоємності і вартості на теперішній час опорні частини ковзання з використанням синтетичних матеріалів в автодорожніх мостах практично повністю замінили металеві. Тому при капітальному будівництві слід застосовувати ефективні опорні частини з використанням еластомерних матеріалів: гумові, поліуретанові, стаканні, сферичні. Металеві тангенціальні, секторні і коткові опорні частини рекомендуються при ремонті для заміни опорних частин, що вийшли з ладу.

Слід зазначити, що експлуатаційний стан опорних частин прямим чином залежить від стану деформаційних швів над ними. Якщо шов вийшов з ладу і втратив герметичність, то вода з нього потрапляє на опорні частини і торці прогонових будов, що призводить до їх руйнування (рис. 1).

Типові дефекти металевих опорних частин – корозія металу, відсутність графітового мастила на поверхнях ковзання, угон опорних частин, руйнування анкерного кріплення до опор внаслідок заклинювання опорних частин (рис. 2, 3, а).

Присутні дефекти і для найбільш поширених опорних частин з використанням еластомерів – гумових (рис. 3, б). Для них характерні розриви гуми, викривлення бокових поверхонь, наявність місцевих випирань гуми і непростежування по торцях сталевих листів, наявність зазорів між опорною частиною і опорною площадкою прогонової будови чи балки.



а)



б)

Рис. 1. Наслідки розладнання деформаційних швів:
а) – руйнування бетону торців балок та в місцях встановлення опорних частин;
б) – руйнування залізобетонних валкових опорних частин

Повний асортимент типів опорних частин, що виробляються для мостів, дуже різноманітний. Детальна класифікація опорних частин приведена у частині 1 європейських норм [1]. Даною класифікацією слід користуватись при використанні опорних частин, вироблених у країнах ЄС. Слід зазначити, що [1] складається з 11 розділів і охоплює всі типи опорних частин, а також питання, що пов'язані з їх проектуванням, влаштуванням, експлуатацією.

В Україні на даний час діє тільки інструкція [2], відповідно до якої проектувались та влаштовувались полімерні опорні частини, що застосовувались на території СРСР.

Нижче подане узагальнення типів опорних частин в залежності від принципу реалізації переміщень (табл. 1).

В залежності від характеру переміщень опорні частини поділяються на нерухомі і рухомі. Нерухомі опорні частини забезпечують свободу тільки кутових переміщень у вертикальній та/або горизонтальній площині, передаючи на опору тільки вертикальне і горизонтальне навантаження, рухомі – передають на опору вертикальні навантаження і забезпечують свободу кутових і горизонтальних лінійних переміщень.

В свою чергу рухомі опорні частини розділяються на:

- всесторонньо-рухомі, що забезпечують лінійні і кутові переміщення опорних вузлів прогонових будов у всіх напрямках;

- лінійно-рухомі, що забезпечують свободу лінійних переміщень тільки в одному напрямку, кутові – у всіх напрямках.

Нерухомі опорні частини по принципу реалізації кутових переміщень поділяються на плоскі, тангенціальні, балансірні, стаканні, сферичні, гумово-сталеві відповідно.

Рухомі опорні частини по принципу реалізації лінійних переміщень поділяються на:

- кочення (одно- та багатокоткові, одно- та багатовалкові, секторні);

- ковзання (плоскі, тангенціальні, стаканні, сферичні);

- пружні (гумові, поліуретанові).

Як вже зазначалось, на даний час металоємкі конструкції опорних частин кочення в автодорожніх мостах практично повністю витиснені комбінованими опорними частинами ковзання, тому на них зупинимось детальніше.



а)



б)

Рис. 2. Дефекти металевих опорних частин – корозія металу, відсутність мастила на поверхнях ковзання, угон опорних частин:
а) – багатовапкова опорна частина; б) – тангенціальна опорна частина

У гумових опорних частинах кутові і лінійні переміщення опорних вузлів пролітних будов забезпечуються деформацією гуми, привулканізованої до сталевих листів арматури.

У скляних опорних частинах (рис. 4, д, е) вертикальна сила передається через скляноподібний елемент, заповнений аморфним матеріалом – еластомером. Поворот опорного перерізу забезпечується деформацією еластомеру як в'язкої рідини.

У сферичних опорних частинах (рис. 4, б, в) поворот опорного перерізу забезпечується ков-

занням кульового сегменту по ввігнутій сферичній поверхні нижнього елемента. Свобода повороту визначається малою величиною тертя по поверхні ковзання, для чого ввігнута сферична поверхня покривається антифрикційним матеріалом, а поверхня кульового сегменту, що сполучається, виконується із стійкого до корозії металу і полірується. Сферичні опорні частини з'явилися як подальший розвиток комбінованих опорних частин, які допускають поворот опорних перерізів в будь-якій площині і менш вимогливі до допусків при установці.



а)



б)

Рис. 3. Дефекти опорних частин:

а – угон металевих секторних опорних частин;

б – розриви між гумою і армуючими листами гумової опорної частини

Свобода повороту досягається малою величиною тертя по сферичній і плоскій поверхнях ковзання, утворюваним листовим фторопластом і полірованою нержавіючою сталлю. Зазвичай застосовують листи фторопласту завтовшки 5...6 мм, які при виготовленні вводяться в металеві елементи і виступають над їх поверхнею на 2,5 мм. Цим виключається контакт металевих поверхонь один з одним під навантаженням.

Поступальні переміщення опорних перерізів комбінованих опорних частин забезпечуються парою ковзання з анкерною плитою. Як прави-

ло, пара ковзання розташовується у верхній частині конструкції, що дозволяє досить простими засобами захистити її від забруднення. У сучасних опорних частинах як пара ковзання використовують нержавіючу поліровану сталь і антифрикційний матеріал, зокрема, листовий фторопласт (політетрафторетилен). Така пара ковзання забезпечує коефіцієнт тертя від 0,01 до 0,12 залежно від середнього тиску на фторопласт і температури зовнішнього повітря. Коефіцієнт тертя підвищується при пониженні температури і знижується при збільшенні середнього тиску на фторопласт.

Класифікація типів опорних частин

Опорні частини															
Нерухомі						Рухомі									
						Кочення				Ковзання				Пружні	
						Коткові		Секторні							
Плоскі	Тангенціальні	Балансирні	Стаканні	Сферичні	Гумово-сталіні	Одно- та багатокоткові	Одно та валкові			Плоскі	Тангенціальні	Стаканні	Сферичні	Гумові	Поліуретанові

Для забезпечення кутових переміщень опорних перерізів дані опорні частини мають елементи обертання, які застосовують у нерухомих опорних частинах – тангенціальні (рис. 4, *з*), стаканні (рис. 4, *д*, *е*), сферичні (рис. 4, *б*, *в*), пружні (рис. 4, *а*).

Окрім розглянутих вище всесторонньо рухомих опорних частин ковзання застосовуються і лінійно-рухомі опорні частини, що забезпечують горизонтальні переміщення лише в одному заданому напрямі. Для мостів на прямих – це напрями вздовж або впоперек осі моста. Переміщення опорних частин лише в одному напрямі вирішується пристроєм на плиті ковзання направляючих силових бортів з бічними парами ковзання (рис. 4, *а*, *б*) або направляючих планок на плитах ковзання по осі опорної частини з відповідними пазами в середніх опорних елементах (рис. 4, *е*).

Поверхні ковзання при виготовленні опорних частин мають бути ретельно оброблені і надійно захищені від пошкоджень під час транспортування, монтажу і експлуатації. При використанні фторопласту для збереження в часі нормативного рівня коефіцієнта тертя потрібне мастило, яке закладається при виготовленні в змащувальні гнізда у фторопластовому листі і поступає на поверхні ковзання при переміщеннях в процесі експлуатації.

При зсувах верхнього листа ковзання мастило затягується в зону контакту між ним і антифрикційним листом. Додавання змащувача речовини в процесі експлуатації сучасних конструкцій ковзаючих опорних частин неможливе. Заміна мастила виконується лише при розвантаженні опорних частин і їх повному розбиранні.

Як антифрикційний шар можуть бути використані і інші матеріали. Так, німецька фірма Maurer Söhne замість фторопласту в опорних частинах використовується матеріал власної розробки MSM, що володіє підвищеною стійкістю до стирання і великою довговічністю. У російських опорних частинах використовується Даклен-1, що є двошаровою тканиною, що має різний склад волокон на лицьовій і зворотній сторонах. Така структура тканини дозволяє мати матеріал з високими антифрикційними властивостями і надійно скріплювати його за допомогою клею з металевою основою [3].

Вид опорних частин, їх конструкція та типорозмір, а також кількість у транспортній споруді визначається проектантом на основі статичної схеми конструкції, величини зусиль, що передаються на опорну частину, розрахункових лінійних та кутових переміщень опорних вузлів прогонових будов, кліматичних умов району будівництва. Важливе значення мають також положення моста і прогонової будови в плані та профілі.

Всі ці дані відображаються в маркуванні опорних частин, що повинно містити:

- тип опорної частини;
- порядковий номер виробника;
- максимальне проектне значення несучої здатності по нормальній та поперечній силі;
- максимальне проектне переміщення;
- місце розміщення в транспортній споруді;
- напрям опорної частини при монтажі.

При обчисленні розрахункових переміщень опорних частин враховують переміщення від дії температури, усадки і повзучості бетону, тимчасового вертикального навантаження, гальмування, сейсмічні навантаження.

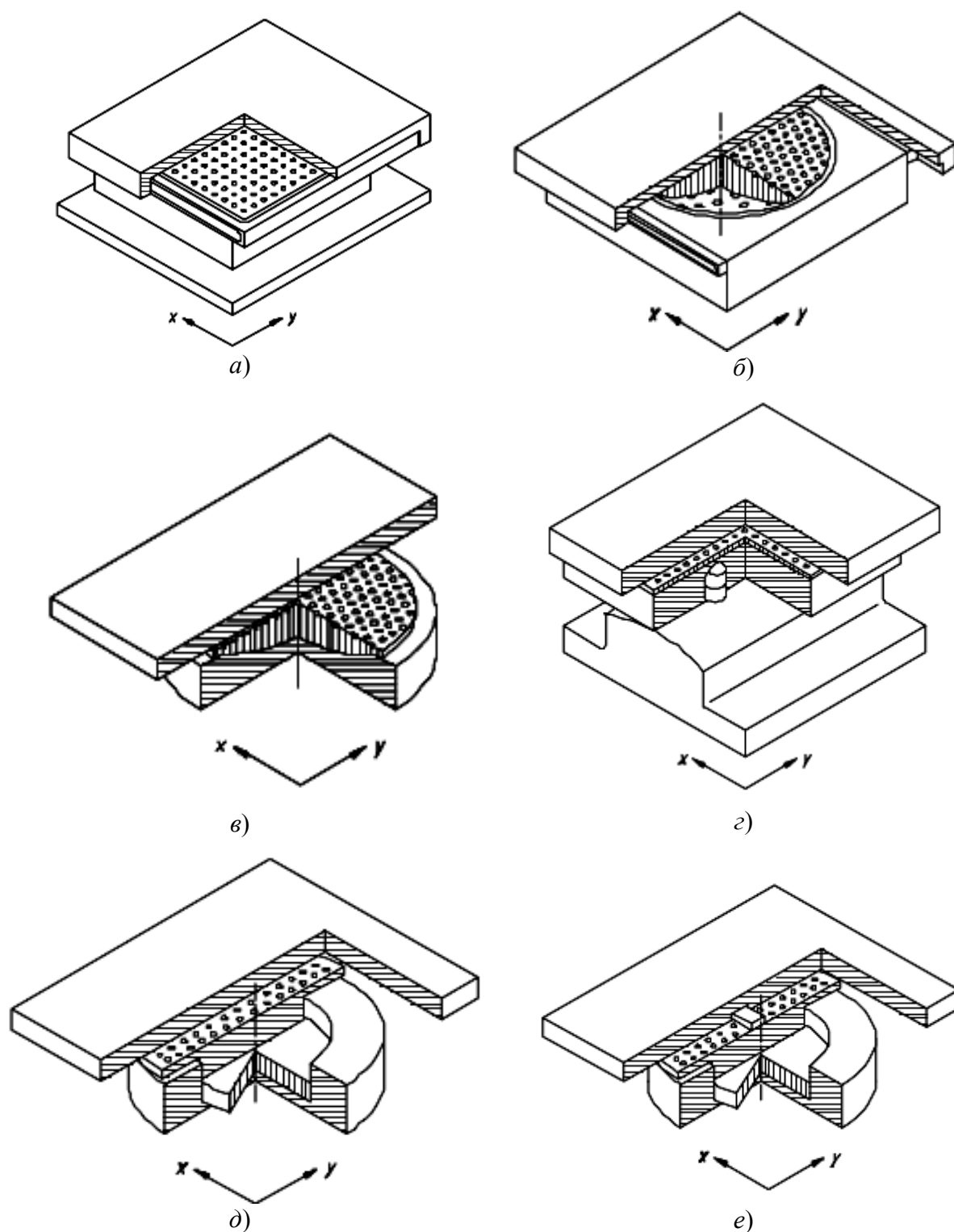


Рис. 4. Комбіновані опорні частини:

а) – гумова з елементом ковзання з фіксацією переміщень в одному напрямку; б) – те ж, сферична; в) – всесторонньо рухома сферична; г) – те ж, тангенціальна; д) – те ж, стаканна; е) – стаканна з елементом ковзання з фіксацією переміщень в одному напрямку

Нормативне переміщення від впливу усадки і повзучості бетону вираховують згідно з діючими нормами ДБН В.2.3-14 [4]. Температурні переміщення визначають від нормативних перепадів температури конструкції, що прийма-

ються рівними нормативним перепадам температури зовнішнього повітря від $t_{\min}$ до $t_{\max}$. Переміщення від тимчасового навантаження визначають при завантаженні одного або обох суміжних прогонових будов. При такому ж

розміщенні навантаження визначають переміщення від гальмування транспорту, що рухається в одному напрямі.

Навантаження і впливи на опорні частини і переміщення в опорних частинах криволінійних чи косих в плані балкових прогонових будов необхідно визначати з врахуванням криволінійності чи косини конструкції.

Опорні частини автодорожніх, міських і пішохідних мостів в обґрунтованих розрахунках випадках допускається встановлювати без кріплення до прогонової будови і опор. Рішення щодо анкерування опорних частин (в тому числі доцільність врахування сумісної роботи анкерів з силами тертя) приймається проектантом для кожної конкретної опорної частини. Нерухомі опорні частини, як правило, слід анкерувати.

Відповідно до діючих норм [4], розрахунковий термін служби опорних частин повинен становити не менше ніж 30 років. Проте в разі складних конструкцій слід надавати перевагу конструкціям, прогнозований термін експлуатації яких близький до терміну експлуатації транспортної споруди в цілому [5]. В Україні на даний час промисловістю виробляються тільки гумові опорні частини. Таким чином, конструкції інших типів імпортуються з-за кордону. З цього випливає, що для проектантів вибір конструкції опорних частин є важливим та відповідальним рішенням. Тому до використання допускаються конструкції опорних частин, виготовлені у заводських умовах відповідно до проектів чи технічних умов, затверджених у встановленому порядку. Опорні частини як вітчизняних, так і іноземних виробників, допускається використовувати після підтвердження придатності їх використання відповідно до постанови Кабінету Міністрів [6]. Для проведення перевірки придатності визначаються виконавці із числа базових організацій з науково-технічної діяльності згідно з [7] за відповідними напрямками діяльності (в даному випадку такою організацією є ДерждорНДІ). Така вимога унеможливорює використання неперевіраних конструкцій та тих, що мають негативний досвід експлуатації як в Україні, так і за її межами, або обмежує діапазон їх використання.

Окрім цього, слід проводити постійний контроль на всіх етапах влаштування опорних частин: при постачанні на будівельний майданчик,

при вантажно-розвантажувальних роботах, перед монтажем, при регулюванні зміщення ковзної плити відповідно до температури, при включенні опорної частини в роботу з прогоновою будовою, при влаштуванні вирівнюючого шару, при прийманні в експлуатацію.

Всі результати контролю (геодезичного, візуального), відхилення від проекту, рішення комісій тощо зберігаються в журналах. Ці дані дуже важливі для подальшої експлуатації споруди.

Таким чином, незважаючи на те, що проектування опорних частин на даний час зводиться до вибору із готових конструкцій, представлених на ринку, як сам процес підбору, так і влаштування опорних частин вимагає від виконавців певних знань та навичок. Такі ж вимоги висувуються і до експлуатаційних організацій.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Structural bearings: EN 1337 [Текст]: Parts 1-11, (CEN) / European committee for standartization. – Brussels, Belgium.
2. Инструкция по проектированию и установке полимерных опорных частей мостов: ВСН 86-83 [Текст]. – М.: СоюздорНИИ Минтрансстроя, 1983. – 29 с.
3. Богданов, Г. И. Опорные части мостов [Текст]: учеб. пособие для студентов вузов. – ч. 1, 2 / Г. И. Богданов, С. С. Ткаченко, С. А. Шульман. – СПб.: Петербургский гос. ун-т путей сообщения, 2006.
4. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]: офіц. вид. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 52 с.
5. Ramberger, G. Structural bearings and expansion joints for bridges. Structural Engineering Documents 6 [Текст] / G. Ramberger – Switzerland, Zurich: IABSE, 2002. – P. 89.
6. Про затвердження Правил підтвердження придатності нових будівельних виробів для застосування [Текст]: Постанова Кабінету Міністрів від 1 березня 2006 р. № 240.
7. Порядок проведення роботи з підтвердження придатності нових будівельних виробів для застосування в будівництві [Текст]: Затв.: Наказ Мінбуду України від 20 березня 2006 року № 69, за реєстр. в Мін'юсті України 18.05.2006 за № 577/12451.

Надійшла до редколегії 18.03.2010.

Прийнята до друку 26.03.2010.

Д. О. ПРИХОДЬКО (Київський національний університет будівництва і архітектури)

СІТЬОВА МОДЕЛЬ «БУД-ІНВЕСТ-ПРОТЕКТ» – МОДЕРНІЗОВАНИЙ ІНСТРУМЕНТ УПРАВЛІННЯ ПРОЦЕСАМИ ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА ТА РАЦІОНАЛЬНОГО ВИКОРИСТАННЯ РЕСУРСІВ ЗАМОВНИКА БУДІВЕЛЬНОГО ПРОЕКТУ

В якості інноваційного інструменту моделювання процесів організації будівництва пропонується детермінована сіткова модель «Буд-інвест-протект» з параметрами нового змісту, яка забезпечує як ритмічність виконання підготовчих, будівельних та спеціальних робіт, так і додержання вимог замовника щодо організаційно-технологічної надійності організацій-виконавців підготовчих, будівельних та спеціальних робіт.

В качестве инновационного инструмента моделирования процессов организации строительства предлагается детерминированная сетевая модель «Буд-Инвест-Протект» с параметрами нового содержания, которая обеспечивает как ритмичность выполнения подготовительных, строительных и специальных работ, так и соблюдение требований заказчика относительно организационно-технологической надежности организаций-исполнителей подготовительных, строительных и специальных работ.

As an innovative instrument of design of processes of construction organization, it is offered the determined network model «Bud-Invest-Protect» with the parameters of new content, which provides both the rhythm of implementation of preparatory, build and special works and meeting to the customer's requirements in relation to organizational-and-technologic reliability of those organizations, which perform the preparatory, build and special works.

Актуальність теми

Важливим аспектом трансформації ринку будівельних інвестицій та механізмів організації підрядного будівництва є поява на цьому ринку нових суб'єктів – організацій по виконанню специфічних функцій – які повинні оцінювати якість попередньої проектної діагностики, і якість проектної документації, і відповідність цих рішень задуму інвестора, і, найголовніше, приймати на себе функції генпідрядника, але в розширеному обсязі – функції з управління ресурсами інвестора в межах проекту та прийняття відповідальності за додержанням при виконанні підготовчих та будівельно-монтажних робіт (БМР) запланованих організаційно-технологічних, вартісних, часових параметрів будівельних проектів та якості виконання БМР.

Таким чином, у зв'язку з появою зазначених нових учасників інвестиційного процесу відчувається потреба створити відповідне обґрунтування діяльності таких організацій. Таке обґрунтування передбачає, передусім, створення організаційно-технологічних моделей нового змісту, які слід підпорядкувати змісту нових завдань будівельно-інжинірингових фірм з управління ресурсами інвестора в процесі підготовки та впровадження будівельних проектів. Розробка зазначених проблем на належному

науковому рівні визначає актуальність обраної теми.

Постановка проблеми

Процеси формування раціонального складу портфеля інвестицій потребує перегляду критеріально-параметричної бази. Її слід підпорядкувати, насамперед, потребам забезпечення вимог замовника щодо обсягу та структури джерел фінансування, а також надійності внутрішнього середовища впровадження будівельних проектів на основі зваженого добору виконавців, через комплексну оцінку їх організаційно-технологічної надійності та конкурентоспроможності як виконавців робіт в даному будівельному проекті. Це вимагає сполучення традиційних методів і моделей прийняття рішень, добре адаптованих практикою організації будівельного виробництва та інвестиційного процесу в цілому, з нетрадиційними методами і моделями прийняття рішень, використання яких обумовлене потребою врахування стохастичного (імовірнісного) характеру інвестиційного процесу, мінливості середовища підготовки та впровадження будівельних проектів, можливої варіації економічних (вартісних) параметрів діяльності виконавців проектів для потреби подолання можливих загроз інвестору щодо впровадження будівельних проектів та інвестиційних програм).

Аналіз основних досліджень та публікацій

Проведений огляд економетричних моделей, методик та систем підтримки прийняття рішень, зокрема праць таких авторів, як В. Г. Федоренко, Г. В. Лагутін, О. А. Тугай, С. А. Ушацький, Р. Б. Тянь, В. М. Кірнос, І. Д. Павлов, О. І. Меньлюк, В. О. Поколенко, С. Д. Бушуєв, В. О. Міхельс, та результати власних досліджень автора [1–3], виявили, що постановку задачі слід здійснити у вигляді оновленої сітьової моделі, в якій раціонально використати переваги сітьових моделей типу „роботи-дуги”, балансово-структурних моделей та методів оптимізації. Традиційні сітьові моделі „роботи-дуги” слід наповнити параметрами нового змісту, які б забезпечили особі, що приймає рішення, спроможність забезпечити належний моніторинг перебігу активів інвестиційних проектів, джерел їх утворення та рівня ділової активності та фінансової стійкості провідних учасників інвестиційного процесу.

Постановка задачі

З метою створення для інвестора (кредитора проекту та інших провідних учасників інвестиційного процесу) достовірної та науково-обґрунтованої картини проходження інвестиційного циклу пропонується детермінована модель «Буд-інвест-протект», побудована на новій системі параметрів.

Основна частина

В якості структуротвірної основи використано спосіб побудови сітьових детермінованих моделей типу „роботи-дуги”, що добре апробовані практикою ресурсно-календарного та організаційно-технологічного моделювання в будівництві.

В якості змістовної основи розроблено нову систему економічних параметрів моделі, яка пов’язує процес капіталізації інвестицій в різних формах впродовж інвестиційного циклу по окремим роботам та витратам з початковим, поточними та остаточними станами організації-інвестора. Модель призначена для забезпечення належного рівня фінансової стійкості провідних учасників проекту – інвесторів та підрядників і пропонується як науково-практичний інструмент проведення незалежної фінансово-економічної експертизи будівельних інвестицій на етапі попереднього техніко-економічного обґрунтування.

Модель утворена сполученням km -ресурсних елементів, або km -робіт, де k та m – від-

повідно індекси початку та закінчення даної роботи.

Вхідними та вихідними параметрами km -робіт є наступні параметри:

$\bar{U}_{k(m)}$ – чистий зведений (дисконтований) доход проекту – зведення ресурсів проекту здійснюється на початок інвестиційного циклу будівельного проекту;

$Анз_{k(m)}$ – вартість необоротних активів замовника на момент початку та завершення освоєння інвестицій по даній роботі;

$Аоз_{k(m)}$ – вартість оборотних активів замовника на момент початку та завершення освоєння інвестицій по даній роботі;

$Анг_{k(m)}$ – вартість необоротних активів генпідрядника (провідного виконавця будівельного проекту, девелопера) на момент початку та завершення освоєння інвестицій по даній роботі;

$Аог_{k(m)}$ – вартість оборотних активів генпідрядника (провідного виконавця будівельного проекту, девелопера) на момент початку та завершення освоєння інвестицій по даній роботі;

$Рact_{k(m)}$ – рентабельність активів організації-інвестора на момент початку та завершення освоєння інвестицій по даній роботі;

$ЗА_{k(m)}$ – загальна вартість активів інвестора на початок і завершення роботи;

$\check{Y}^{(1)}_{k(m)}$ – індекс фінансової стійкості організації-замовника в оцінці за власними джерелами;

$\check{Y}^{(2)}_{k(m)}$ – індекс фінансової стійкості організації-замовника в оцінці за загальними джерелами формування запасів;

$\check{Y}^{(3)}_{k(m)}$ – індекс фінансової стійкості організації-інвестора в оцінці за власними джерелами;

$\check{Y}^{(4)}_{k(m)}$ – індекс фінансової стійкості організації-інвестора в оцінці за загальними джерелами формування запасів;

$\check{S}^{(1)}_{k(m)}$ – тип фінансової стійкості організації-інвестора на початок і завершення даної роботи;

$\check{S}^{(2)}_{k(m)}$ – тип фінансової стійкості генпідрядника (провідного виконавця будівельного проекту, девелопера) на початок і завершення даної роботи;

$\check{A}^{(1)}_{k(m)}$ – прибуток замовника проекту на момент початку і завершення даної роботи;

$\check{A}^{(2)}_{k(m)}$ – прибуток генпідрядника (провідного виконавця будівельного проекту, девелопера) на момент початку і завершення даної роботи.

Зазначені вище параметри кінцевих подій $\check{R}_m$ в створеній сітьовій моделі роботи розраховуються як сума значення цього параметру для

початкової події роботи (на момент її початку) $\check{R}_k$ та приросту $\Delta\check{R}_{km}$, одержаного в процесі її виконання: $\check{R}_m = \check{R}_k + \Delta\check{R}_{km}$.

Прирости результативних показників розраховуються як функції аргументів km -роботи (дуги):

D_{km} – базисна кошторисна вартість виконання даної роботи, тис. грн;

$D_{km}^{\#}$ – розрахункова вартість виконання даної роботи, встановлена з врахуванням можливого приросту за оцінками фінансової звітності по результатам освоєння інвестицій по роботам-аналогам, тис. грн;

$D_{km}^{\#}(t)$ – ритмічність освоєння інвестицій по даній роботі по поточних періодах $\square t$ (тижні, місяці), що встановлена у відповідності з узгодженою між інвестором та генпідрядником організаційно-технологічною документацією (календарним планом, ПОР), тис. грн/тижд.,

Ω_{km} – обсяг освоєних на даний момент інвестицій при виконанні даної роботи, тис. грн;

$\eta_{1\ km}$ – частка прямих витрат на заробітну плату робітників в базисній кошторисній вартості по даній роботі, частка одиниці;

$\eta_{\xi 2\ km}$ – те ж, матеріальних витрат, частка одиниці;

$\eta_{3\ km}$ – те ж, витрат на експлуатацію машин та механізмів, частка одиниці;

$\eta_{4\ km}$ – те ж, адміністративно-управлінських та інших накладних витрат, частка одиниці;

$\eta_{5\ km}$ – те ж, кошторисного прибутку виконавця робіт, частка одиниці;

Q_{1km} – обсяг витрат на заробітну плату робітників, встановлений з врахуванням розрахункової вартості, тис. грн;

$Q_{2\ km}$ – те ж, матеріальних витрат, тис. грн;

$Q_{3\ km}$ – те ж, витрат на експлуатацію машин та механізмів, тис. грн;

$Q_{4\ km}$ – те ж, адміністративно-управлінських та інших накладних витрат, тис. грн;

$Q_{5\ km}$ – обсяг кошторисного прибутку виконавця роботи, тис. грн;

$\Phi_{HA, km}$ – частка необоротних активів у базисній кошторисній вартості даної роботи, частка одиниці;

$\Phi_{OA, km}$ – те ж, щодо оборотних активів, частка одиниці;

$d_{HA, km}$ – приріст вартості необоротних активів в результаті виконання даної роботи, тис. грн;

$d_{OA, km}$ – те ж, щодо оборотних активів, тис. грн;

ξp – обсяг надходжень від створення будівельної продукції (виконання БМР) по всіх організаціях-учасниках даної роботи;

ξ_{OH} – обсяги податків з обсягу реалізації по всім учасникам при виконанні даної роботи, тис. грн;

ξ_{PP} – те ж, щодо податку на прибуток;

ξ_{3P} – те ж, щодо відхаркувань з фонду оплати праці;

ξ^{AF} – фондвіддача активних основних фондів всіх виконавців даної роботи, коп./грн;

$N_{роб}$ – кількість всіх робітників, задіяних при виконанні даної роботи;

$\sigma^{роб}$ – виробіток на одного робітника, тис.грн./люд.-день.

Розроблена інноваційна сітьова модель використовується не лише для вибору раціональних варіантів проектів організації будівництва (ПОР), але й виступає в якості обмежень. Будівельні проекти, що не відповідають встановленим граничним обмеженням, вилучаються з попереднього складу інвестиційного портфеля, з решти – формується матриця локальних пріоритетів. Пропонована економічна сітьова ресурсно-календарна модель дає підстави визначити пріоритети проектів і сформувати з них портфель проектів у відповідності з інвестиційними можливостями та стратегією замовника. Для потреб оцінки альтернатив організаційно-технологічних моделей підготовки та будівництва об'єктів в рамках моделі «Буд-інвест-протект» запропоновано поетапну оптимізацію – спочатку за кількома локальними (проміжними) критеріями, а потім – за остаточним критерієм, в межах єдиних обмежень. В якості локальних критеріїв обрані:

- середньозважена інтенсивність будівництва за всю його тривалість, тис. грн./місяць;
- варіація у відсотках виробітку робітників по місяцям;
- середньозважений, щодо кошторисної вартості проекту виробіток на одного працюючого за всю тривалість будівництва об'єктів, сукупно по всім роботам, тис. грн, чол./рік;
- оборотність оборотних активів організацій виконавців за всю тривалість інвестування, обертів/рік інвестування, середньозважена щодо часток БМР організацій-виконавців в загальному обсязі кошторисної вартості проекту.

Остаточну оптимізацію здійснюють шляхом сполучення (із використанням вагових коефіцієнтів) питомих часток варіантів організаційно-технологічних рішень, оптимізованих за локальними критеріями.

Висновки

Впроваджені нові технологічні та вартісні параметри подій та дуг та запроваджені інновації щодо оптимізації ресурсно-календарних моделей будівництва в рамках сітьової моделі «Буд-інвест-протект» наближують процес організаційно-технологічного моделювання підготовки та організації будівництва до реалій будівництва, забезпечує зростання достовірності моделі та маневреності використання ресурсів замовника будівельного проекту. Створена модель, завдяки інноваційному змісту та структурі параметрів, створює достовірні наукові засади для своєчасної нейтралізації загроз замовника на передінвестиційній та будівельній фазах будівельного проекту та забезпечує належний моніторинг динаміки ресурсів провідних учасників інвестиційного процесу.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ ПЕРЕЛІК

1. Приходько, Д. О. Передумови запровадження передових організаційних технологій в організації будівництва на засадах інжинірингу [Текст] / Д. О. Приходько, О. А. Тугай // Нова тема. – К., 2009. – № 4. – С. 52-56.
2. Приходько, Д. О. Теоретико-методичні інновації для системного девелопменту портфеля будівельних проектів [Текст] / Д. О. Приходько, П. М. Куликов // Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин: зб. наук. пр. – К.: КНУБА, 2008. – Вип. 20. – С. 124-129.
3. Будівельні освітньо-інжинірингові групи – ефект синергії [Текст] / Г. В. Лагутін та ін. //

Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин: зб. наук. пр. – К.: КНУБА, 2008. – Вип.18. – С. 112-127.

4. Системно-управлінські та інжинірингові засади впровадження інновацій в організацію будівництва [Текст] : монографія./ Г. В. Лагутін, та ін. – К.: Вид-во Європейського університету, 2003. – С. 216.
5. Лагутін, Г. В. Використання сітьових моделей «роботи-вершини» в практиці відбору проектів інвестиційно-діагностичними відділами корпорацій [Текст] / Г. В. Лагутін, В. О. Поколенко, А. В. Шпаков // Коммунальное хозяйство городов: наук.-техн. зб. – К.: Техніка, 2003. – Вип. 49. – С. 253-258.
6. Формування інвестиційного портфеля шляхом ситуаційно-стохастичного моделювання життєвого циклу проектів [Текст] / Г. В. Лагутін та ін. // Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин: зб. наук. пр. – К.: КНУБА, 2005. – Вип.14. – С. 11-20.
7. Шляхи підвищення інвестиційної діяльності в Україні [Текст] : монографія / В. Г. Федоренко та ін. – Ніжин: Аспект-поліграф, 2003. – 724 с.
8. Поколенко, В. О. Стохастичний алгоритм раціоналізації інвестиційного портфеля [Текст] / В. О. Поколенко // Будівельне виробництво: міжвідомч. наук.-техн. зб. – К.: НДІБВ, 2002. – Вип. 42. – С. 74-77.

Надійшла до редколегії 23.03.2010.

Прийнята до друку 02.04.2010.

ЗАСТОСУВАННЯ СИСТЕМНОГО ПІДХОДУ РЕСУРСНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПРИ РЕМОНТІ МОСТІВ ТА ШЛЯХОПРОВОДІВ

У статті проведено аналіз існуючих систем при вирішенні задач цільового призначення, системного опису будівельного виробництва та виникнення нового напрямку – системотехніки будівництва. Досліджено можливість застосування системного підходу при ресурсному забезпеченні ремонту мостів та шляхопроводів.

В статті проведено аналіз існуючих систем при вирішенні задач цільового призначення, системного опису будівельного виробництва та виникнення нового напрямку – системотехніки будівництва. Досліджено можливість застосування системного підходу при ресурсному забезпеченні ремонту мостів та шляхопроводів.

The existing systems used for solving definite tasks, the system description of construction processes and the advent of a new branch – the construction systems engineering – have been analyzed in the article. The possibility of applying the system approach to providing resources for repair of bridges and overbridges has been investigated.

Вступ

На залізницях України експлуатується близько 20 тисяч бетонних та залізобетонних мостів та шляхопроводів. Системи і конструкції цих споруд дуже різноманітні: балочні, рамні, арочні, комбіновані, які в свою чергу мають багато різновидностей. У зв'язку з тим, що штучні споруди на залізничній мережі України будувались у різний час, за різними нормами, із різних матеріалів, а також мають різний фізичний стан, постійно виникає необхідність у їх ремонті та підсиленні.

Мета дослідження

Провести аналіз системних та системотехнічних рішень виробничих завдань, з можливістю їх застосування в організації ресурсного забезпечення при ремонті залізобетонних мостів та шляхопроводів.

Зміст дослідження

Будівництво мостів є невід'ємною частиною одного з напрямків розвитку економіки України. Синергетичні зв'язки між незалежними галузями – підсистемами: промисловістю, транспортом та іншими, – створюють єдину динамічну систему. Кожна підсистема, в свою чергу, складається з множин підсистем більш низьких рівнів – так складається ієрархія підсистем, які функціонують сумісно та злагоджено в рамках зв'язків між структурними елементами [1].

Для аналізу існуючих та синтезу нових синергетичних систем різного цільового призначення доцільно застосувати системний підхід.

Перша серйозна спроба системного аналізу організаційних систем була зроблена на початку XX століття О. О. Богдановим, який запропонував концепцію «загальної організаційної науки» або «тектології», в якій підкреслюється, що самі різноманітні явища можуть об'єднуватися, описуватися та роз'яснюватися загальними структурними зв'язками та закономірностями. Термін «система» в сучасному розумінні запропонував в середині XX століття австрійський біолог-теоретик Людвіг фон Берталанфі (1901 – 1972), якого вважають засновником загальної теорії систем. За півсторіччя розвитку загальної теорії систем не було запропоновано єдиного та універсального поняття системи. Для прикладних інженерних цілей «система» – це цілісний комплекс взаємозв'язаних, взаємодіючих та взаємопроникаючих елементів, здатний вирішувати задачі, недоступні жодному з елементів системи окремо. Система має визначену структуру, функціонує та взаємодіє з оточуючим середовищем. Кожна система є частиною (підсистемою) іншої системи більш високого ієрархічного рівня. Стан системи характеризують параметри виходу, кожен з яких можливо виміряти, але безпосередньо управляти параметрами неможливо.

Об'єктивна необхідність системного опису складної системи капітального ремонту привела у другій половині XX століття до появи нового напрямку системного підходу – системотехніки будівництва, зокрема ремонту. Визначна роль у розвитку цього наукового напрямку належить П. К. Анохін, Н. П. Бусленко, О. А. Гусакову, С. Р. Володимирському,

Н. І. Ільїну, М. І. Іванову, Г. С. Переселенкову та багатьом іншим дослідникам [3–6].

Ремонтні роботи характеризуються багато-профільністю, різноманітністю використаних машин та механізмів, матеріалів, виробів та сировини, різноманітними умовами виконання робіт.

Ремонтні роботи та їх складові можна представити як великі складні динамічні відкриті системи, які мають наступні властивості:

- наявність у всієї системи загальної цілі та загального значення, які визначають єдність та організованість всіх її елементів, незважаючи на можливі відмінності їх фізичної природи;
- наявність великої кількості взаємозв'язаних та взаємопроникаючих елементів, зміни в характері функціонування кожного з яких відображаються на характері функціонування інших елементів та системи в цілому;
- мінливість структури (складу та зв'язків елементів) у часі та у просторі;
- обмін матеріальними ресурсами, енергією та інформацією у часі та у просторі в рамках ресурсопотоків між елементами всередині системи та з оточуючою середою;
- ієрархічний (багаторівневий) характер управління в системі, яке передбачає поєднання централізованого управління з автономністю управління окремими частинами.

В основі управління будь-якою технічною системою чи процесом знаходиться рух інформації про стан її елементів в процесі функціонування. Організаційно-технологічні системи, які описують процеси при ремонтах залізобетонних мостів та шляхопроводів більш складні. Стан робочого процесу при функціонуванні систем менш прогнозований, а неякісне управління ним призводить до суттєвого зростання збитків. Тому важливим є формування структури процесу, який потребує ретельної уваги і особливо потужної багаторівневої інформаційної підтримки і комплексного ресурсного забезпечення.

Управління проектами та програмами дає можливість проробити різні варіанти реалізації технологій ремонтних робіт з урахуванням трудовитрат, машин та механізмів, способів фінансування і знайти раціональне рішення поставленої задачі. Для створення умов ефективної реалізації комплексів вже на стадії розробки проекту робіт встановлюється термін та способи ремонтних робіт, визначається загальна стратегія організації виробництва робіт.

Всі виробничі технологічні процеси потребують витрат ресурсів. І тому до стадії прий-

няття оптимального рішення, вибору тієї чи іншої технології ремонтних робіт розглядають різноманітні варіанти залучення тих чи інших ресурсів, оцінюють фінансову сторону технології ремонтних робіт.

Сукупності різноманітних ресурсів у їх русі та взаємодії прийнято називати ресурсопотоками, при формуванні яких до уваги приймають витрати на виготовлення, зберігання, перетворення та резервування окремих складових. Одним з головних принципів ресурсного забезпечення є принцип економії часу. За економічний критерій ефективності управління ресурсопотоками, за аналогією з критерієм ефективності організації виробництва, доцільно приймати співвідношення витрат до прибутку, який буде отримано від реалізації результатів роботи.

В основі управління будь-якою технічною системою чи процесом знаходиться рух інформації про стан її елементів в процесі функціонування. Стан робочого процесу мало прогнозований, а неякісне управління ним призводить до суттєвого зростання збитків. Тому формування структури процесу потребують ретельної уваги і особливо потужної багаторівневої ресурсної підтримки.

До числа найважливіших вимог до системи ресурсного забезпечення при ремонтах мостів та шляхопроводів відносять можливість виробничих маневрів в рамках ресурсопотоків шляхом обміну та перестановки ресурсів. Вихідним пунктом вирішення задачі управління ресурсопотоками та ресурсного забезпечення є формування бази ресурсів та можливість їх резервування.

Проблема формування якості результату праці розглядається з позиції відповідності її ресурсовитратам в конкретних технологічних процесах. Суть ресурсного підходу полягає у встановленні в межах конкретної технології граничного рівня якості, досягнення якого робить подальші витрати ресурсів малоефективними.

При виборі відомої або розробці нової (індивідуальної) технології ремонту перевагу слід надавати безвідходним технологіям, за яких існує можливість використання відходів одних технологічних процесів для успішної реалізації інших, а також попередній інформаційній оцінці пріоритетів вибору технологічних комплексів з позиції синергетики за критерієм безвідходності. Термін «синергетика» (від грецького «synergetikos» – «спільний», «злагоджено діючий») – означає науковий напрям, який вивчає зв'язки, утворені між структурними еле-

ментами систем (підсистем), та у відкритих системах завдяки інтенсивному потоковому обміну матеріалами, енергією та інформацією з оточуючим середовищем у нерівновісних умовах [2].

Всі ресурси можна розділити на дві групи: природні та антропогенні (створені людиною). До першої групи відносяться час, природно-екологічне середовище та такі матеріали як вода, дерево, пісок та ін., які не потребують спеціального перетворення. До другої групи відносяться майже всі будівельні матеріали, паливо, енергія, інформація, техніка, службово-технічні та житлові будівлі та споруди, тимчасові комплекси, які необхідні для потреб будівництва. Специфічною групою є фінансові ресурси, рух яких знаходиться в основі управління ринком ресурсів у цілому. Особливе місце в системі ресурсозабезпечення займають трудові ресурси. Управління ними тісно пов'язане з рішенням триєдиної задачі поєднання техніко-технологічних, організаційних та соціальних аспектів процесу ремонту.

Управління ресурсопотоками при ремонтних роботах, зокрема на мостах і шляхопроводах, здійснюється шляхом управління резервами ресурсів. Саме резерви є об'єктами цілеспрямованої дії, що дозволяє досягти поставленої цілі та очікуваного результату як цілі управління. Тому вихідним пунктом вирішення задачі управління ресурсопотоками та ресурсного забезпечення є формування бази інформації про наявність необхідних ресурсів та можливостей їх доцільного резервування. Під резервуванням умовно приймаємо деяку об'єктивну властивість ресурсу, яка дозволяє регулювати потребу в ньому, а під ресурсом резервування – процес управління якістю та кількістю ресурсних резервів [7]. Наявність або відсутність резерву визначають готовність системи до роботи в технологічному процесі, тобто ступінь володіння ресурсними резервами для вирішення виробничої задачі на заданому інтервалі часу, тому принцип резервування ресурсів можна вважати одним з основних принципів організації будівельного виробництва та управління ним.

Серед ресурсів, які споживає система при ремонтних роботах, найбільш важливим є час. Він одночасно є некерованим ресурсом і середою функціонування системи. Об'єктивна некерованість часом не означає неможливість його резервування. В проектах виробництва та організації робіт інтервали часу фіксують на спеціальних графоаналітичних моделях, широ-

ко відомих під назвою календарних графіків виробництва робіт. В залежності від інформаційних цілей та специфіки об'єкта ремонту застосовуються різні їх форми, наприклад сітьові та лінійні графіки, циклограми процесів, графіки поставок та запасів матеріалів та інші.

Для визначення резервів часу користуються методами теорії графів у вигляді моделей та відповідних програмних засобів. Послідовність робіт (подій), які лежать на критичному шляху, мають нульовий резерв часу. Інші роботи мають загальні або часткові резерви, фізична суть яких полягає в незбігу часу, виділеного на конкретну роботу за організаційними критеріями, з часом, необхідним для виконання роботи з технологічних міркувань.

Ефективність використання ресурсів залежить від досконалості та якості прийнятого рішення, від якості функціонування інформаційного поля та супроводжується витратою інформаційних ресурсів виробничої системи. В основі управління, як правило, знаходиться рух інформації: її пошук, збір, організація, передача, зберігання, обробка, перетворення та розповсюдження. Інформаційне резервування реалізується на кожній стадії ремонтного процесу одним або кількома з наступних шляхів:

- багатоваріантним опрацюванням рішень та порівнянням конкурентоспроможних варіантів з ціллю подальшого вибору найбільш раціональних для конкретних умов ремонтних робіт;
- безпечним доступом та раціональним розподілом інформаційних ресурсів;
- маніпуляцією та обробкою даних;
- розміщенням інформації;
- відстежуванням та оцінкою стану системи в цілому та її окремих елементів.

Потужним засобом підвищення ефективності управління виробничими процесами є автоматизація виробництва з використанням обчислювальної техніки. Найбільш точним є визначення – «модель-алгоритм-програма». Автоматичні та автоматизовані машини та обладнання працюють з інформацією краще, ніж людина, оскільки мають більш високу швидкість сприйняття і обробки інформації, не втомлюються і не відволікаються. Їх реакції на відхилення від плану та програми стабільні, послідовні та адекватні, менше залежать від випадкових факторів. З тих же причин автоматизовані системи мають суттєві переваги і перед неавтоматизованими системами. Призначення процесів автоматизації в інтенсифікації технологій ремонтних робіт – в покращенні використання інформації та інших ресурсних резервів системи,

підвищенні рівня безпеки, надійності, якості і стабільності, створенні умов для ув'язки задач управління процесами різних ієрархічних рівнів виробничої системи в цілому.

Використовувати наукові методи роботи з інформацією дозволяє комп'ютерне моделювання з використанням спеціальних програм. Програма – це технічна реалізація алгоритму, яка забезпечує можливість користування інформаційною технологією. Алгоритм є результатом чисельних кількісних методів оцінок поведінки об'єкту.

В останнє десятиріччя успішно розвивається науковий напрямок, пов'язаний з оцінкою та прогнозуванням надійності системи будівельного виробництва і ремонтних систем. Його можна розділити на три основні частини:

1. Технічна надійність засобів виробництва та предметів праці.
2. Організаційно-технологічна надійність виробничої системи.
3. Інформаційна надійність рішень управління.

Перший напрямок використовують для рішення задач методами, моделями та математичним апаратом класичної теорії надійності, адаптованої до специфіки будівельної техніки, матеріалів та конструкцій.

Другий і третій напрямки потребують нових підходів, які враховують специфіку людино-машинних управляючих систем, реальна надійність та живучість яких значно вище оцінок та прогнозів, отриманих шляхом розрахунків з використанням традиційних методик.

Найбільш очевидним та вивченим видом резервування при управлінні ресурсопотоками є структурне (складське, матеріальне) резервування. Структурне резервування у вигляді запасу сировини та матеріалів, парку будівельних машин, елементів складського господарства, транспорту та ін. використовується для забезпечення стабільної та надійної роботи при ремонті мостів та шляхопроводів. Структурне резервування може бути застосовано в основному до елементів матеріальної складової ресурсопотоків (наприклад, для складських запасів будівельних матеріалів поширена методика розрахунку структурного резерву будівельних матеріалів або конструкцій виконується методом кумулятивних кривих).

Важливою мірою оцінки якості резервування в теорії надійності є трудові та технічні резерви, незважаючи на те, що вони майже не мають можливості структурного резервування, оскільки люди та машини не повинні простою-

вати в очікуванні фронту робіт. Відомо, що трудові резерви реалізуються у формі реальних трудовитрат, які в ідеалі повинні відповідати нормативній (розрахунковій) трудомісткості ремонтних процесів. В реальності значення реальних трудовитрат можуть в декілька разів відрізнятись від нормативної трудомісткості робіт, – за рахунок перевиконання або недовиконання робітниками норм виробітки. Часто величини реальних трудовитрат і витрат машино-годин відрізняються від нормативної трудомісткості робіт, які регулюються нарядами на виконання робіт. Моделювати процес з ціллю аналізу та оцінки варіантів організації робіт можна шляхом зміни значень цих показників. Одним з напрямків оптимізації процесу організації робіт є формування рівно- або кратно-містких технологічних модулів трудовитрат і витрат машино-годин з ціллю включення їх в спеціалізовану послідовність [8, 9]. З метою організації ритмічних потоків з кратним ритмом об'єкт розділяється на захватки та ділянки приблизно однакової трудомісткості та машиномісткості. Ресурсомісткість робіт, які виконуються протягом однієї робочої зміни, є величиною змінною. Ефективність використання ресурсів залежить від досконалості та якості прийнятого рішення, від якості функціонування інформаційного поля (для оцінки якості можуть бути застосовані методи математичної статистики).

Висновки

Ремонтні процеси представляють собою велику складну відкриту систему, особливістю функціонування якої є тісний взаємозв'язок, взаємодія та взаємопроникнення технічних, технологічних та організаційних елементів, які створюють синергетичну основу системи. При цьому забезпечуються такі системні якості, як загальна ціль, структурний зв'язок та цілісність, взаємопроникненість алгоритмів функціонування, ієрархічність.

Потреби виробництва в ресурсах задовольняються шляхом організації ресурсопотоків. Управління ресурсопотоками при ремонтних роботах здійснюється шляхом управління резервами ресурсів: часу, інформації, структур, функцій, трудових, матеріальних та технічних.

В подальшій роботі на реальних прикладах ремонтів мостів та шляхопроводів буде досліджена ефективність різних способів організації ресурсопотоків за критеріями витрат матеріальних складових і часу.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Нейман, А. О. Системное управление ресурсопотоками строительных процессов [Текст] : монография / А. О. Нейман. – М.: Маршрут, 2006. – 240 с.
2. Краткая Российская энциклопедия [Текст]: в 3 т. т. 3. Р...Я // сост. Карев В. М. – М.: Большая Российская энциклопедия: ООО «Издательский дом «ОНИКС 21 век», 2003. – 1135 с.: ил. – С. 189.
3. Бусленко, Н. П. Моделирование сложных систем [Текст] / Н. П. Бусленко. – М.: Наука, 1978. – 400 с.
4. Владимирский, С. Р. Системотехника мостостроения: методология и практические приложения [Текст] / С. Р. Владимирский. – СПб.: Питер, 1994. – 286 с.
5. Гусаков, А. А. Системотехника строительства [Текст] / А. А. Гусаков. – 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1993. – 386 с.
6. Иванов, М. И. Основы управления производством и автоматизированные системы управления транспортным строительством [Текст] : учеб. для вузов / М. И. Иванов, Б. А. Волков, В. Н. Нагин. – М.: Транспорт, 1984. – 328 с.
7. Нейман, А. О. Информационные основы управления ресурсами железнодорожного строительства [Текст] / А. О. Нейман // ВИНТИ РАН. – 2000. – № 12. – С. 2-10.
8. Луцкий, С. Я. Развитие и эффективность механизации транспортного строительства. [Текст] / С. Я. Луцкий, И. С. Адяшев. – М.: Транспорт, 1988. – 247 с.
9. Ресурсосберегающий эффект строительного зонирования в практике переустройства железнодорожных станций [Текст] / А. О. Нейман и др. // ВИНТИ РАН. – 1999. – № 8. – С. 21-27.

Надійшла до редколегії 09.04.2010.

Прийнята до друку 16.04.2010.

ДОСЛІДЖЕННЯ СУЧАСНИХ ПІДХОДІВ ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА ТРУДОВИМИ РЕСУРСАМИ

Досліджено вплив ресурсного забезпечення на визначення виробничої спроможності будівельної організації.

Исследовано влияние ресурсного обеспечения на определение производственной способности строительной организации.

The influence of resource provision on determination of the production capacity of construction organization is studied.

Постановка проблеми

Під час укладення договорів на виконання будівельних робіт однією з основних умов є зазначення жорстких термінів початку та закінчення робіт. В зв'язку з тим, що одним із основних факторів впливу на терміни виконання робіт є ефективне ресурсне забезпечення, цю задачу можна вирішити шляхом раціонального підбору трудових ресурсів. Основним завданням є отримання рішення, яке найкраще відповідає конкретній виробничій ситуації та поставленій меті. Вироблення оптимального варіанту зводиться до визначення доцільних режимів виконання різних комплексів робіт при заданих технологічних і організаційних обмеженнях.

Викладення матеріалу

В практиці виконання робіт на вибір режимів впливають такі фактори, як наявність трудових ресурсів, склад і спеціалізація будівельних бригад для зведення різних об'єктів, змінність робіт [1].

Виходячи з конкретних умов діяльності будівельної організації, структури робіт, конструктивних особливостей об'єктів, необхідно встановити не один режим виконання робіт, а деякий діапазон, у межах якого можна «стиснути» або «розтягнути» роботи в часі шляхом зміни швидкості їх виконання, узгодженої з кінцевою метою діяльності будівельної організації.

Режим виконання робіт встановлюють відповідальні виконавці на основі наведених факторів. Але досвід свідчить, що комплектація бригад часто носить випадковий характер і не відповідає ДБН та ДСТУ країни. В конкретних випадках доцільно об'єктивно встановити кількість виконавців (бригад, ланок) для виконання

різних моделей календарного планування. Тому варіанти концепцій ресурсів і наявний фронт робіт виступають обмеженнями на формування режимів виконання робіт.

Визначення факторів зростання продуктивності праці. Існуючі кваліфікаційні вимоги до інженерно-технічних працівників носять формальний характер, в зв'язку з тим, що не віддзеркалюють фаховий рівень, працездатність, вміння залучати сучасні інформаційні технології та ін. [2].

Науково-технічний прогрес слід розглядати як головне джерело всебічного зростання продуктивності праці. Впровадження у виробничий процес досягнень науково-технічного прогресу в сучасних умовах вимагає інвестицій, в першу чергу на реконструкцію і технічне переозброєння діючих виробництв.

Матеріально-технічні фактори найбільш важливі, оскільки забезпечують економію упреждженої праці.

Організаційно-економічні фактори визначаються рівнем організації праці, виробництва і управління. До них відноситься вдосконалення організації управління виробництвом: структури ІТР, систем управління виробництвом, впровадження і розвиток автоматизованих систем управління виробництвом.

Соціально-психологічні фактори визначаються якістю трудових колективів, їх соціально-демографічним складом, рівнем підготовки, трудовій активності, стилем керівництва в підрозділах і на підприємстві в цілому, що формує морально-психологічний клімат.

Природно-кліматичні фактори роблять значний вплив на хід будівництва внаслідок того, що абсолютна більшість будівельних робіт проводяться на відкритому повітрі. Ці чинники

повинні враховуватися на початковому етапі проектування будівельного процесу.

Всі перераховані фактори тісно зв'язані і взаємозалежні, вони повинні вивчатися комплексно. Це необхідно для того, щоб точніше оцінити вплив кожного фактора, оскільки дії їх нерівноцінні. Одні дають стійкий приріст продуктивності праці, а вплив інших є перехідним.

Під резервами зростання продуктивності праці на підприємстві мають на увазі неживані (реальні) можливості економії ресурсів виробництва. Звичайно на українських підприємствах внутрішньовиробничі резерви зростання продуктивності праці підрозділяються на резерви зниження трудомісткості, використання робочого часу, економії матеріальних ресурсів і знарядь праці.

Виходячи із змістовної сторони визначення продуктивності, а саме як відношення об'єму продукції до проведених витрат, вона може підвищуватися в чотирьох випадках:

- коли об'єм продукції росте, а витрати знижуються (класичний випадок);
- об'єм продукції росте швидше, ніж витрати;
- об'єм продукції залишається без зміни, а витрати знижуються;
- об'єм продукції знижується повільнішими темпами, чим витрати.

Управлінська стратегія по забезпеченню зростання продуктивності праці повинна вибиратися виходячи з цих випадків.

Раціональний підхід використання трудових ресурсів при календарному плануванні. Календарні плани на річну програму робіт входять до складу ПВР. Вони направлені на створення умов для ритмічної роботи будівельно-монтажної організації і її підрозділів. Ці календарні плани дозволяють забезпечити ефективне використання виробничої потужності, своєчасне введення в дію об'єктів будівництва і досягнення високих техніко-економічних показників. Вони дають також можливість налагодити узгоджену роботу підрозділів будівельно-монтажної організації і полегшують розрахунок потреби в ресурсах, збалансованою за часом в межах року. Ці плани особливо важливі в умовах застосування автоматизованої системи управління.

У річних календарних планах показується побригадний розподіл об'ємів робіт і рух матеріально-технічних ресурсів в часі по об'єктах, що будуються. Початковими матеріалами для розробки річних календарних планів є: перспективний план будівництва; внутрішньо будіве-

льні титульні списки замовникам; кошторису; робочі креслення; дані про виробіток бригад; очікуване виконання об'ємів робіт для об'єктів, по яких в попередньому році був передбачений заділ.

Реальність календарного плану на річну програму робіт загальнобудівельної організації забезпечується потоковою організацією робіт. У потік включаються тільки ведучі будівельно-монтажні процеси. Ступінь охоплення робіт поточним методом залежить від наявності стабільних бригад і від умов діяльності будівельно-монтажних організацій. При розробці річного календарного плану по кожному об'єкту і по всій групі об'єктів повинні бути визначені кошторисна вартість і тривалість виконання провідних комплексів робіт (спеціалізованих потоків). Послідовність зведення об'єктів вибирається такою, щоб тривалість будівництва всього комплексу будівель і споруд була найменшою. При цьому необхідно, щоб бригади переходили з одного об'єкту на інший без перерв в роботі.

Безперервність використання бригад робочих пов'язана з організаційною умовою обов'язкового їх забезпечення фронтом робіт. Кількісно ця умова може бути оцінена коефіцієнтом простою бригад $K_{п.б.}$, який обчислюється за формулою

$$K_{п.б.} = \frac{\sum_{i=1}^N t_{при} \cdot \chi_{бри}}{Q_{тр}},$$

де $t_{при}$ – час простою i -ої бригади в очікуванні фронту робіт; $\chi_{бри}$ – кількість робочих в i -й бригаді; $Q_{тр}$ – загальна трудомісткість робіт, що виконуються всіма бригадами; N – кількість бригад.

У ряді випадків важливішим може виявитися принцип безперервності випуску готової продукції (етапів робіт, будівель і споруд і їх частин). Цьому принципу відповідає організаційна умова безперервної зайнятості фронту робіт бригадами робочих, яке може бути оцінене за допомогою коефіцієнта простою фронту робіт $K_{п.ф.}$. Коефіцієнт $K_{п.ф.}$ обчислюється за формулою:

$$K_{п.ф.} = \sum_j \frac{1}{T_{нj}} \sum_i t_{фji},$$

де T_{ni} – нормативна тривалість будівництва j -го об'єкту; $t_{фij}$ – тривалість роботи i -ої бригади на j -му об'єкті; M – кількість об'єктів.

Другий принцип організації робіт є обов'язковим, якщо є на те вказівка замовника. У більшості ж випадків треба прагнути до умови $K_{п.б} \rightarrow \min$.

Як модель для розробки річного календарного плану роботи будівельно-монтажної організації можуть бути прийняті лінійний графік, циклограма або мережевий графік в лінійній формі.

В цілях забезпечення повного завантаження робочих і ефективного використання будівельних машин інтенсивність спеціалізованих потоків повинна бути рівна виробничій потужності бригад. В цьому випадку виробничий процес розглядається як збалансована в часі і в просторі система, що має обмеження по термінах будівництва і по рівню використання ресурсів. Стійкість цієї системи пов'язана з надійністю організаційно-технологічних і економічних рішень і залежить від налагодженої оперативного управління будівництвом. Це означає, що, проектуючи календарний план, треба враховувати імовірнісний характер будівельного виробництва і при цьому знаходити такі рішення, які підкріплювалися б певною надійністю.

Надійність роботи по річному календарному плану залежить від надійності роботи кожної бригади у виробничому процесі, а остання у свою чергу визначається наявністю механізму саморегулювання в бригаді.

Розглянемо можливості саморегулювання роботи бригади в умовах імовірнісного характеру виробничого процесу.

Випадкові чинники $x_1, x_2, \dots, x_n$ приводять до відхилення фактичних продовжень виконуваних бригадою робіт від нормативних на величину, яку можна виразити у вигляді функції від відповідних випадкових чинників: $\tau_{(x1)}, \tau_{(x2)}, \dots, \tau_{(xn)}$.

В результаті сукупного впливу випадкових чинників на окремі роботи тривалість їх виконання бригадою відхиляється на величину δT , тобто:

$$\delta T = f \sum \tau_{(x_n)}.$$

Умовою саморегулювання роботи бригади є наявність в її складі для ліквідації δT резерву робочих $\delta C_{бр}$. Цей резерв можна розрахувати як різниця між очікуваною і нормативною кількістю робочих:

$$\delta C_{бр} = C_{бр.оч} - C_{бр.н}.$$

При цьому очікувана кількість може бути визначена за методом усереднювання:

$$C_{бр.оч} = \frac{3C_{бр.мин} + 2C_{бр.мах}}{5},$$

де $C_{бр.мин}$ та $C_{бр.мах}$ – мінімальна та максимальна кількість робочих в бригаді для виконання робіт виробничого процесу.

Ці величини можливо знайти виходячи з нормативної і очікуваної трудомісткості для кожної з робіт, що виконуються бригадою, шляхом множення об'єму робіт на мінімальне $t_{мин}$ або максимальне $t_{мах}$ час виконання одиниці роботи в людино-годинах.

Виходячи з технологічної можливості сучасної будівельної фірми, оскільки визначення оптимальної тривалості будівництва окремого об'єкта не може розглядатися як самостійна задача без урахування організації робіт з виконання виробничої програми (її обсягів, технології виконання робіт, з одного боку, та ресурсів будівельної фірми, яка виконує роботи, – з іншого). Визначення оптимальної стратегії будівництва окремого об'єкта залежить від оптимальної організації робіт з реалізації виробничої програми.

Діяльність будівельних фірм в сучасних умовах не може будуватися інакше як за єдиною моделлю, мета якої – скласти графік робіт для різних виконавців з обов'язковим зазначенням строків початку та закінчення робіт, а також кількості необхідних ресурсів для їх виконання. Для цього може бути побудована нескінченна множина допустимих розв'язків, що різняться варіантами розподілу наявних ресурсів, строками виконання робіт тощо. Тому основним завданням є отримати таке рішення, яке найкраще відповідає конкретній виробничій ситуації та поставленій меті [3].

Практика показує, що вироблення рішень з виконання робіт на окремих об'єктах не забезпечує потрібної координації в діяльності будівельної фірми та не дозволяє досягти ефективності в масштабі організації, яку можна отримати при збалансованому функціонуванні окремих, але взаємопов'язаних частин, які дають вищу загальну ефективність, ніж їх сумарна ефективність (синергетична характеристика).

Невдачі, пов'язані з розробкою моделей будівництва, реконструкції чи капітального ремонту окремих об'єктів, викликають необхідність моделювання виробничої програми будівельної організації та на цій основі раціонального роз-

поділу наявних ресурсів. Залежно від поставленої мети та прийнятих критеріїв оптимальності досліджено вплив ресурсного забезпечення на визначення спроможності будівельної організації.

Управління організаційною структурою будь-якої будівельно-монтажної організації включає ряд структурних управлінь, відділів, груп та окремих інженерно-технічних працівників, ступінь впливу яких на успішне функціонування органу управління досить відчутна. У зв'язку з цим пропонується визначити концептуальний підхід до оцінювання рівня фахової підготовки у вигляді сукупності наступних положень:

1. Можливість органу управління визначається кваліфікаційним рівнем його посадовців та оперативністю доведення рішень до лінійних структур.

2. Працездатність управління, відділу, групи залежить від професійної підготовки посадовців і значною мірою від рівня підготовки (відповідності займаної посади) керівника, що буде характеризуватися наступними параметрами:

- час, необхідний на розробку будівельної документації;
- час, необхідний для експертизи та ухвалення прийнятих рішень;
- нормативний час, відведений на виконання даних робіт.

Таким чином, показник працездатності в порівнянні з нормативною величиною характеризує ступінь кваліфікації та фахової підготовки працівників органу управління. В якості критерію оцінки можна прийняти наступне значення:

$$R = \frac{T_p + T_{e, ухв}}{T_n} \leq 1,0,$$

де R – критерій оцінки управління; T_p – час, необхідний для розробки будівельної документації; $T_{e, ухв}$ – час, необхідний для експертизи та ухвалення рішення; T_n – норма часу на виконання робіт.

Аналіз ролі і місця системи управління будівельної організації, умов її функціонування, всіх сукупних факторів дозволяє установити, що на сучасному етапі стану економіки та рівні вимог до управлінського персоналу зростає ціна часу і якості рішення. Забезпечення необхідної

оперативності управління при досить високому рівні інших складових цього процесу, досягається наявністю в системі управління цілого ряду відповідних властивостей. До числа найбільш важливих з них, не применшуючи значимості й інших можна віднести дві узагальнені властивості: кваліфікаційний рівень та укомплектованість посад. Такий підхід цілком виправданий. Оперативність управління досягається виконанням ряду організаційних заходів, а працездатність повною укомплектованістю управління, його кваліфікацією та злагоженістю в роботі. Більше того ступінь цього впливу має тенденцію зростання, а реалії сьогодення вимагають виходу на зовсім інший, якісно новий рівень управління складним виробничим процесом [4].

Висновок

Оскільки на сучасному етапі в будівництві використовується формальний підхід в підборі трудових ресурсів, що не відповідає договірним вимогам, дослідження, направлені на розробку методичних підходів і практичних рекомендацій з організаційно-технологічного забезпечення об'єктів будівництва трудовими ресурсами з метою підвищення ефективності будівельних робіт, є актуальними.

Проведені дослідження дозволяють більш ефективно формувати раціональні планові рішення щодо використання трудових ресурсів при виконанні термінів будівництва, що значно підвищує реальність завдань.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Радкевич, А. В. Управління розподілом обмежених трудових ресурсів [Текст] : методична розробка для проведення практичного заняття з навчальної дисципліни «Управління будівництвом» / А. В. Радкевич. – ДНУЗТ, 2008.
2. Васильев, В. М. Организация и управление капитальным строительством Министерства обороны [Текст] / В. М. Васильев, А. К. Кузьменков, Г. А. Терстепанов. – Л., 1980. – 580 с.
3. Радкевич, А. В. Дослідження ефективності системи управління будівельними організаціями [Текст] / А. В. Радкевич // Вісник ПДАБА. – Д., 2010.

Надійшла до редколегії 22.03.2010.

Прийнята до друку 29.03.2010.

МОДЕЛИРОВАНИЕ КОЛЕБАНИЙ БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ В СРЕДЕ ОБЪЕКТНО-ОРИЕНТИРОВАННОГО ПРОГРАММИРОВАНИЯ DELPHI

Описано основні етапи створення програмного комплексу для розрахунку статички та динаміки стержневих та балочних конструкцій залізничних мостів на основі об'єднання методів скінченних елементів і рівнянь динаміки твердого тіла.

Описаны основные этапы создания программного комплекса для расчета статички и динамики стержневых и балочных конструкций железнодорожных мостов на основе объединения методов конечных элементов и уравнений динамики твердого тела.

The basic stages of development of the program complex for calculation of statics and dynamics of the rod and beam constructions of railway bridges based on combining the finite-element method and the equations of solid dynamics are described.

Введение

Наиболее часто для расчета мостовых конструкций применяются различные компьютерные программы и расчетные комплексы, которые реализуют метод конечных элементов (Lira, Scad, Robot, Ansys и др.). Однако применение компьютерного моделирования для динамического расчета стержневых систем вызывает определенные трудности [1]. В технической и справочной литературе по расчету стержневых систем мало внимания уделено получению решений в завершенной матричной форме, пригодной для прикладных вычислений. В данной работе рассмотрены вопросы,

связанные с учетом произвольной ориентации стержней в глобальной системе координат, диссипативных свойств конструкции, неопределенностей, возникающих при формировании общей матрицы жесткости системы. Все приведенные в работе алгоритмы реализованы в программном комплексе Belinda [2].

1. Особенности применения МКЭ для динамического расчета

Алгоритм расчета стержневой системы с использованием метода конечных элементов может быть представлен следующей блок-схемой (рис. 1):

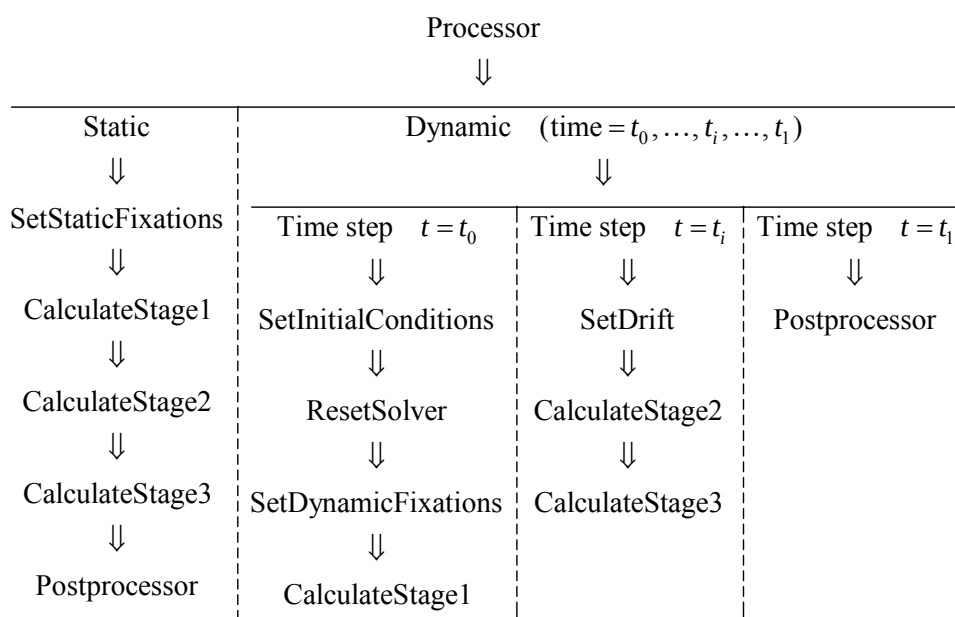


Рис. 1. Алгоритм статического и динамического расчета стержневой системы

На данной блок-схеме (см. рис. 1) использованы оригинальные обозначения процедур из исходного кода модулей FEM.pas, UnitDynamics.pas [2]. Для проведения статического расчета (Static) достаточно подготовить информацию о кинематических закреплениях узлов системы (процедура SetStaticFixations) и последовательно выполнить три этапа расчета: CalculateStage1, 2, 3. В первом блоке CalculateStage1 вычисляются матрицы поворота каждого стержневого элемента, формируются вектор кинематических закреплений, матрицы жесткости C и податливости L [3]. На втором этапе CalculateStage2 определяются вектор вынужденных перемещений узлов системы и вектор эквивалентных узловых усилий. На третьем этапе CalculateStage3 осуществляется сбор всех приложенных к системе нагрузок, проводится расчет системы методом конечных элементов в форме метода перемещений и строятся матрицы результирующих узловых усилий и усилий в стержнях. По завершению расчета становятся доступными средства просмотра результатов (процедура Postprocessor).

Как видно из рис. 1, для динамических расчетов (Dynamic) нет необходимости проводить первый этап вычислений CalculateStage1 на каждом шаге интегрирования. После подготовки начальных условий (SetInitialConditions) и подготовки решателя системы дифференциальных уравнений (ResetSolver) действия на первом шаге динамического расчета аналогичны действиям в статическом расчете. Этапы расчетов CalculateStage2, 3 выполняются на каждом шаге интегрирования.

В статическом расчете условия, по которым на перемещения узлов накладываются кинематические закрепления, известны [3]. В динамике к этим условиям добавляется еще одно: узел должен быть кинематически закреплен, если в нем сосредоточена масса или момент инерции массы. Последнее обстоятельство определяет участие кинематических параметров узла в общей системе уравнений движения, а также различие процедур SetStaticFixations и SetDynamicFixations.

2. Произвольная ориентация стержня

Локальная матрица жесткости C_j пространственного стержневого элемента [3] приводится к виду (1).

В расчете балочного пролетного строения со сквозными фермами матрица жесткости может быть использована в форме (1) только для продольных балок, элементов нижнего и верхнего пояса, для которых локальные системы коор-

динат совпадают по направлению с глобальной системой координат.

$$C_j = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EJ_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EJ_z}{l^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EJ_y}{l^3} & 0 & -\frac{6EJ_y}{l^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ_x}{l} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EJ_y}{l^2} & 0 & \frac{4EJ_y}{l} & 0 \\ 0 & \frac{6EJ_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EJ_z}{l} \end{bmatrix}. \quad (1)$$

Для остальных элементов (поперечных балок, раскосов, связей) матрицу жесткости, а также вектор суммарных узловых нагрузок F необходимо преобразовать с помощью соответствующей матрицы поворота:

$$\left. \begin{aligned} C_0 &= T^t \cdot C \cdot T; \\ F_0 &= T^t \cdot F \cdot T \end{aligned} \right\}, \quad (2)$$

где T – унитарная изометричная матрица поворота [4, 5], которую можно представить в блочной форме

$$T = \begin{bmatrix} [T_\lambda] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [T_\lambda] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [T_\lambda] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [T_\lambda] \end{bmatrix}. \quad (3)$$

Элементы матрицы T_λ описывают ориентацию локальной системы координат стержня в глобальной системе координат и представляют собой косинусы углов между их осями. Матрица T_λ может быть получена различными способами: последовательным вращением системы координат вокруг осей x, y, z на соответствующие углы Эйлера $\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$; вращением вокруг заданного вектора v_α на угол α ; преобразованиями кватернионов или заданных ранее матриц поворота; прямым составлением таблицы направляющих косинусов [6]. Одним из самых простых методов построения матрицы поворота является вращение системы координат вокруг заданного вектора. Однако для такого построения необходима информация о его координатах. В общем случае, положение произвольно ориентированного стержня в глобальной системе координат известно (это разность координат узлов, соединяемых стержнем). Остается найти координаты вектора поворота стержня. Эта особенность мало освещена в на-

учной и справочной литературе, где приводятся примеры в основном с плоскими расчетными схемами, а стержни располагаются либо по направлению осей глобальной системы координат, либо в ее плоскостях. Общий пространственный случай требует проведения некоторых дополнительных математических преобразований.

Рассмотрим стержневой элемент, соединяющий узлы конструкции A, B и занимающий произвольное положение в глобальной системе координат (рис. 2). Согласно принятой схеме, продольная ось стержня x' направлена вдоль вектора $\overline{AB}$. Условимся считать, что плоскость изгиба стержня, образованная его локальной осью x' и осью z глобальной системы координат, является вертикальной. Тогда, используя векторное произведение, можно получить вектор, перпендикулярный данной вертикальной плоскости:

$$\overline{y}' = \overline{x}_{xy}' \times \overline{z}; \quad \overline{z} = \{0 \ 0 \ 1\}. \quad (4)$$

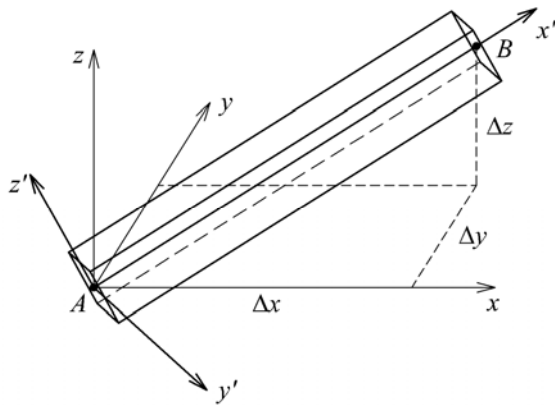


Рис. 2. Ориентация стержня в глобальной системе координат

Здесь $\overline{x}_{xy}'$ представляет собой проекцию вектора $\overline{x}'$ на плоскость xy глобальной системы координат, а сам вектор $\overline{x}'$ перед использованием в формуле (4) должен быть нормализован.

Полученный вектор $\overline{y}'$ определяет положительное направление одной из главных центральных осей сечения стержня. Повторным векторным произведением находим недостающую ось триэдра локальной системы координат стержня (рис. 2):

$$\overline{z}' = \overline{x}' \times \overline{y}'. \quad (5)$$

Формула (4) справедлива во всех случаях, кроме одного, когда продольная ось стержня x' параллельна оси z глобальной системы координат (карданов подвес). В таком случае вместо

$\overline{y}'$ в (5) необходимо подставить единичный вектор $\overline{y}$:

$$\overline{y}' = \overline{y}; \quad \overline{y} = \{0 \ 1 \ 0\}. \quad (6)$$

Далее, записывая последовательно 9 косинусов углов между векторами $\overline{x}', \overline{y}', \overline{z}'$ (осями стержня) и векторами $\overline{x}, \overline{y}, \overline{z}$ (осями глобальной системы координат), получим искомую матрицу поворота

$$T_\lambda = \begin{bmatrix} \cos(\overline{x}' \wedge \overline{x}) & \cos(\overline{x}' \wedge \overline{y}) & \cos(\overline{x}' \wedge \overline{z}) \\ \cos(\overline{y}' \wedge \overline{x}) & \cos(\overline{y}' \wedge \overline{y}) & \cos(\overline{y}' \wedge \overline{z}) \\ \cos(\overline{z}' \wedge \overline{x}) & \cos(\overline{z}' \wedge \overline{y}) & \cos(\overline{z}' \wedge \overline{z}) \end{bmatrix}. \quad (7)$$

Аналогичный подход к представлению поворота описан в справочной системе расчетного комплекса Autodesk Robot Structural Analysis Professional, с решениями которого сравнивались результаты работы комплекса Belinda. Результаты тестовых статических расчетов по обоим комплексам показали точные совпадения при различных видах деформации концов стержня.

3. Конструкционное демпфирование

Рассмотренная модель пролетного строения моста относится к классу консервативных механических систем. В реальной конструкции часть энергии колебаний будет рассеиваться во внешнюю среду за счет сил вязкого трения в материале конструкции и сил сухого трения в ее опорных частях [7, 8]. Для учета диссипативных свойств материала конструкции введем в расчет силу вязкого сопротивления, пропорциональную скорости перемещения узла:

$$F_d = \begin{Bmatrix} -\beta_x \dot{x} & -\beta_y \dot{y} & -\beta_z \dot{z} \\ -\beta_{\phi x} \dot{\phi}_x & -\beta_{\phi y} \dot{\phi}_y & -\beta_{\phi z} \dot{\phi}_z \end{Bmatrix}, \quad (8)$$

где β – коэффициент вязкого сопротивления в направлении соответствующей степени свободы.

Сила вязкого сопротивления, характеризуемая вектором (8), линейно зависит от скорости перемещения узла и прикладывается на каждом шаге динамического расчета системы. При этом используется значение скорости i -го узла $\dot{v}_i$ с предыдущего шага расчета. Коэффициент β (эквивалентный коэффициент сопротивления, [9]) определяется по формуле

$$\beta = \frac{\psi c}{2\pi v}, \quad (9)$$

где $\psi = 2\delta$ – коэффициент поглощения энергии; δ – логарифмический декремент колебаний; c – жесткость узла конструкции; ν – частота колебаний конструкции, Гц.

Запись формулы (9) предполагает, что параметры вязкого сопротивления определяются на основе характеристик динамического процесса, т. е. «опережают» решение системы уравнений движения узлов. Для расчета системы с неизвестными характеристиками колебаний необходимо сначала провести расчет без учета демпфирования, установить частоту колебаний, вычислить параметры демпфирования и повторить расчет с учетом вычисленных характеристик. Демпфирующие свойства некоторых механических систем представлены в справочных материалах, например [8], для металлических балочных пролетных строений железнодорожных мостов разрезных систем, логарифмический декремент колебаний $\delta = 0,08$. Это значение использовано далее при динамическом расчете балочного пролетного строения со сквозными фермами расчетным пролетом 110,0 м.

В программном комплексе Belinda модель сухого трения в линейной постановке реализована в виде сосредоточенных динамических сил F_s , зависящих от перемещений узлов конструкции и коэффициента трения μ [7]:

$$F_s = \begin{Bmatrix} -\mu_x X & -\mu_y Y & -\mu_z Z \\ -\mu_{\varphi x} \varphi_x & -\mu_{\varphi y} \varphi_y & -\mu_{\varphi z} \varphi_z \end{Bmatrix}, \quad (10)$$

где x, y, z – линейные перемещения узла в направлении соответствующих степеней свободы; $\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$ – то же, угловые перемещения.

Силы сухого трения (10) прикладываются к узлам системы и вычисляются аналогично силам вязкого сопротивления (8). На мостах силы сухого трения возникают в опорных частях при смещении пролетного строения. Величина коэффициента трения может быть найдена по справочным данным.

4. Кинематические закрепления узлов конструкции

При моделировании следует учитывать некоторые особенности определения жесткостных характеристик дискретной стержневой системы. Так, обращение общей матрицы жесткости S и получение матрицы податливости L возможно только при использовании редуцированных форм этих матриц. Наличие нулевых строк и столбцов в матрице жесткости влечет за собой появление в матрице податливости эле-

ментов с бесконечно большими значениями. В вычислительном программировании такие значения называются NaN-величины (Not-a-Number). К этому может привести не только отсутствие опорных закреплений в рассматриваемой модели, но и некоторые другие факторы. Например, при компьютерном моделировании жесткостные характеристики стержней хранятся в вещественных переменных, которые инициализируются нулевыми значениями. Современные расчетные комплексы в таком случае либо сигнализируют пользователю о необходимости переназначить жесткость, либо автоматически присваивают параметру новое ненулевое значение. Такая процедура реализована, например, в пакете конечноэлементного анализа Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Последний вариант, однако, нельзя считать универсальным, так как значение 10^{-5} м^4 для момента инерции стержня на кручение и $1,0 \text{ м}^4$ для момента инерции сечения на изгиб – конечные величины. Предлагаемое альтернативное решение состоит в назначении фиктивного кинематического закрепления в направлении степени свободы с нулевой жесткостью. Данный подход позволяет не только автоматически учитывать обнуленные жесткости стержней, но и вводить временные кинематические закрепления узлов при динамическом расчете. После установки такого закрепления перемещение соответствующего узла рассматривается как заданное.

5. Контактное взаимодействие с подвижной нагрузкой

Базовая теоретическая модель контакта несущих элементов пролетного строения моста и подвижной нагрузки изложена в [10]. В текущей версии программного комплекса Belinda реализована усовершенствованная модель этого контакта, позволяющая учитывать воздействие на конструкцию группы постоянных, гармонических сил и моментов, движущихся поступательно или вращательно с заданной скоростью.

Программный объект «контакт» представляет собой элемент с двумя параметрами – номером контактной группы и номером элемента конструкции, как правило, стержня. Контактная группа может содержать произвольное число контактов. Каждая динамическая нагрузка относится к той или иной контактной группе, ссылаясь на нее по номеру $k = 1, 2, \dots, n$. Если нагрузка приблизилась к элементу конструкции из контактной группы на расстояние менее чем

заданный порог (по умолчанию 0,01 мм), то она прикладывается к элементу. При этом все характеристики нагрузки (величина, частота, скорость), в общем случае, зависят от времени t . Такие предположения позволяют существенно увеличить количество динамических нагрузок и контактов, используемых в модели, без заметного снижения быстродействия программного комплекса.

6. Пример динамического расчета пролетного строения моста

В качестве примера рассмотрим динамический расчет пространственной модели балочно-го пролетного строения железнодорожного моста со сквозными фермами с применением программного комплекса Belinda.

Пролетное строение имеет следующие геометрические размеры: пролет – 110,0 м; высота

главных ферм – 15,0 м; панель главных ферм – 11,0 м; панель продольных связей – 5,5 м; расстояние между фермами – 5,8 м. Проезжая часть включена в совместную работу с нижними поясами главных ферм. Общий вес пролетного строения, включая мостовое полотно и другие детали, составляет 519,7 т. Схема опирания конструкции – шарнирная, опорные части на одном из концов позволяют системе свободно перемещаться в продольном направлении.

Дискретная модель пролетного строения показана на рис. 3. С каждым стержнем связывается локальная (местная) система координат. Узлы конструкции определены в глобальной (общей) системе координат O_{xyz} , начало которой совмещено с центром тяжести первой поперечной балки. Модель включает 62 узла, 136 стержней, 744 кинематических параметра.

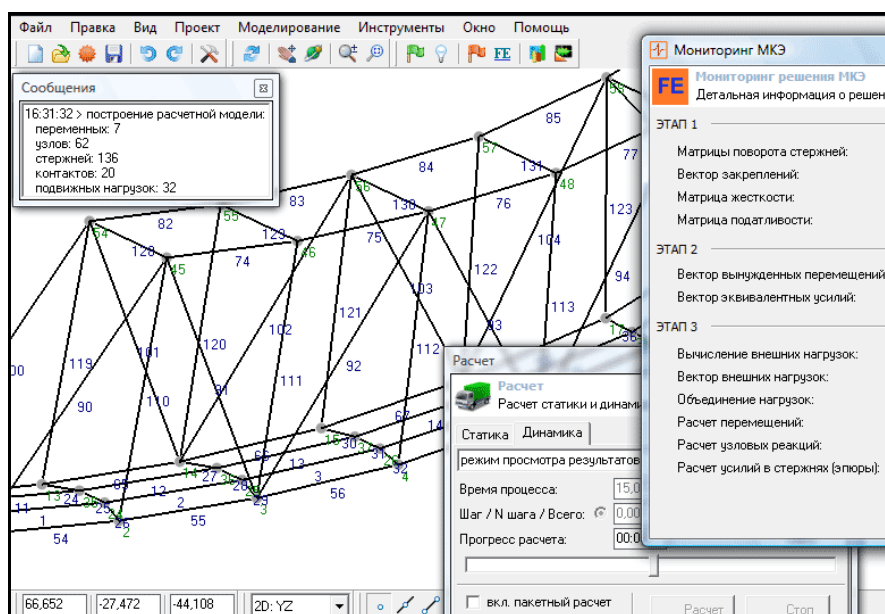


Рис. 3. Модель пролетного строения в программном комплексе

Нагрузка моделируется в виде четырех подвижных гармонических сил, соответствующих центрам крепления тележек электроваза ВЛ8. Статическая составляющая каждой силы моделирует долю собственного веса локомотива, гармоническая – динамические свойства локомотива, полученные на основе натурных испытаний при движении локомотива по прямолинейному участку пути с постоянной скоростью. Скорость движения нагрузки – 72 км/ч.

Общая система разрешающих уравнений движения узлов состоит из 726-ти дифференциальных уравнений (динамика) и 62-х алгебраических (статика). Динамический процесс наблюдается в течение 10 с, шаг интегрирования составляет 10^{-4} с. Формирование общей неоп-

тимизированной матрицы жесткости заняло 15 мин., полное время динамического расчета на компьютере с 2 GB оперативной памяти и двухъядерным процессором Intel Core 2 Duo 2,2 GHz – 6 часов. Были проведены расчеты пространственной динамики пролетного строения при движении локомотива ВЛ8 со скоростями 5 м/с, 15 м/с и 30 м/с. Перемещения середины продольной балки для различных скоростей движения в зависимости от положения начала локомотива показаны на рис. 4.

Из рис. 4 очевидно, что амплитуда вертикальных колебаний центрального узла продольной балки возрастает с увеличением скорости движения локомотива.

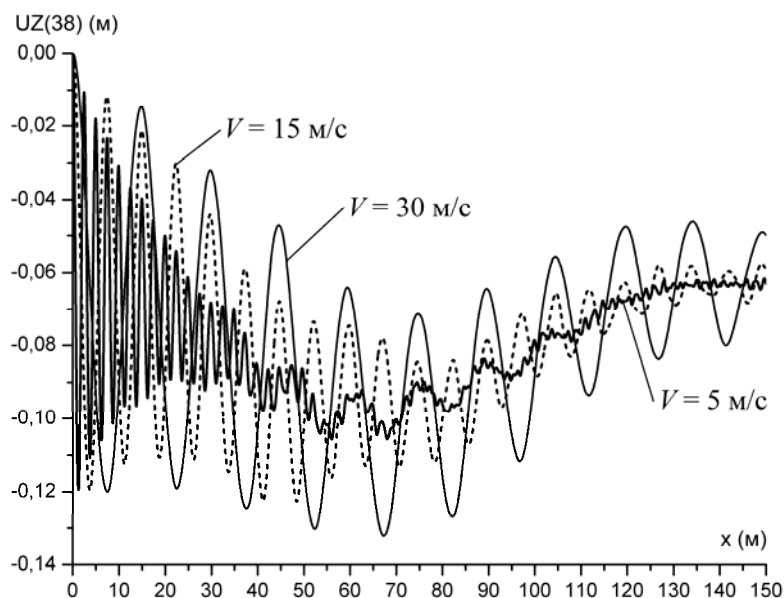


Рис. 4. Перемещения центрального узла продольной балки

Для более простых систем, например, балочных металлических пролетных строений со сплошной стенкой, ребристых железобетонных конструкций, а также плоских моделей порядок матриц жесткости и податливости становится существенно меньше. Например [11], динамический расчет плоской дискретной модели железнодорожного пролетного строения длиной 33,6 м, включая формирование основных матриц МКЭ, составил около 15 мин.

В следующих версиях программного комплекса Belinda планируется ввести распределенные и импульсные динамические нагрузки, а также рассмотреть вопросы взаимодействия подвижных нагрузок с мостовыми конструкциями при наличии эксцентриситетов и других неровностей железнодорожного пути.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Распопов, А. С. К вопросу компьютерного моделирования движения поезда по мосту [Текст] / А. С. Распопов, С. П. Русу, В. Е. Артемов // Методи розв'язування приклад. задач мех. деформованого твер. тіла: зб. наук. пр. / Дніпропетр. нац. ун-т. – 2007. – Вип. 8. – С. 133-139.
- Распопов, А. С. Разработка программного комплекса «Belinda» для расчета нелинейных колебаний железнодорожных мостов [Текст] / А. С. Распопов, С. П. Русу, В. Е. Артемов // Дороги і мости: зб. наук. пр.: в 2 т. – Т. 2. – К.: ДерждорНДІ, 2007. – Вип. 7. – С. 136-143.
- Розин, Л. А. Стержневые системы как системы конечных элементов [Текст] / Л. А. Розин. – Л.: Изд-во Ленингр. ун-та., 1975. – 237с.
- Хорн, Р. Матричный анализ [Текст] / Р. Хорн, Ч. Джонсон : [пер. с англ.] – М.: Мир, 1989. – 655 с.
- Справочник по строительной механике корабля [Текст]: в 3 т. – Т. 2. Пластины. Теория упругости, пластичности и ползучести. Численные методы / Г. В. Бойцов и др. – Л.: Судостроение, 1982. – 464 с.
- Корн, Г. Справочник по математике для научных работников и инженеров [Текст] / Г. Корн, Т. Корн. – М.: Наука, Гл. ред. физ.-мат. лит., 1968. – 720 с.
- Динамика железнодорожных мостов [Текст] / Н. Г. Бондарь и др. – М.: Транспорт, 1965. – 412 с.
- Fryba, L. Dynamics of Railway Bridges [Text] / L. Fryba. – Praha: Academia Praha, 1996. – 330 p.
- Вибрации в технике [Текст]: Справочник. В 6 т. – Т. 6. Защита от вибрации и ударов / ред. совет: В. Н. Челомей; под ред. К. В. Фролова. – М.: Машиностроение, 1981. – 456 с.
- Распопов, А. С. Моделирование подвижных нагрузок при расчетах динамики дискретных систем «мост-поезд» в программном комплексе «Belinda» [Текст] / А. С. Распопов, С. П. Русу, В. Е. Артемов // Актуальні проблеми механіки суцільного середовища і міцності конструкцій: міжнар. наук.-техн. конф. пам'яті акад. НАН України В. І. Моссаковського (Дніпропетровськ, 17-19 жовт. 2007 р.): тези доп. – Д., 2007. – С. 282-283.
- Распопов О. С. Динаміка балкових конструкцій мостів під рухомим навантаженням [Текст] / О. С. Распопов, В. Є. Артьомов, С. П. Русу // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: Зб. наук. ст. / за заг. ред. Лучка Й. Й. – Вип. 8. – Львів: Каменярь, 2009. – С. 712-721.

Поступила в редколлегию 12.04.2010.
Принята к печати 23.04.2010.

В. П. РЕДЧЕНКО (Дніпропетровський відділ ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна)

МОНІТОРИНГ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ МОСТІВ МЕТОДАМИ ПАСИВНОЇ ВІБРАЦІЙНОЇ ДІАГНОСТИКИ

У статті представлено результати досліджень методів пасивної вібраційної діагностики та можливостей їх застосування для визначення та моніторингу технічного стану мостів.

В статье представлены результаты исследований методов пассивной вибродиагностики и возможностей их использования для определения и мониторинга технического состояния мостов.

In the article the results of studies of the passive vibration test methods and the possibilities of using them for determining and monitoring of technical condition of bridges are presented.

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 [1, 2]. Знання динамічних параметрів конструкцій та споруд є необхідною умовою при визначенні їх сейсмостійкості [3]. В наш час спостерігається тенденція до збільшення довжини прогонових будов 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.

Динамічні випробування часто називають вібраційними випробуваннями або ж вібраційною діагностикою. За визначенням [4]: «*Вібраційні випробування* – це випробування об'єкту при заданій вібрації», а «*Вібраційна діагностика* – це технічна діагностика, яка базується на аналізі вібрацій об'єкту діагностування». За цими визначеннями вібраційні випробування – це завжди активні випробування, оскільки рівень вібрації задається. Вібраційна діагностика, може бути як активною, так і пасивною, якщо вібраційне (динамічне) навантаження відповідно задається або ж ні (при цьому пасивна вібраційна діагностика не виключає також і процедури реєстрації випадкового навантаження). Найбільш відпрацьованими з методологічної

точки зору є методи активної вібродіагностики (особливо методи з використанням вібраційної машини) [5]. Недоліком методів активної вібродіагностики є їх значна вартість та необхідність спеціального обладнання (вібраційних машин), яке для великих споруд повинно мати значні потужності. Саме тому методи активної вібродіагностики не розповсюджені в практиці дослідження мостів в Україні (на даний час у мостовиків немає жодної робочої вібраційної машини).

Ще за часів СРСР склалася усталена думка, що методи пасивної вібродіагностики не можуть дати тих результатів, які дають методи активної вібродіагностики, згодом ця теза навіть увійшла в деякі нормативні документи Росії та України [6, 7]. Мабуть саме тому увага спеціалістів до цього виду випробувань в Україні є на дуже низькому рівні. Якщо ж взяти світову практику, то в останні 20 років тут спостерігається справжній бум розвитку методів пасивних динамічних випробувань, що пов'язано, як з розвитком систем реєстрації динамічних реакцій, так і з розвитком методів їх опрацювання та аналізу, а також їх головними перевагами – це набагато менша вартість, простота практичних методик та можливість виконувати натурні роботи без закриття руху по мосту.

Найбільшого розповсюдження набули динамічні випробування споруд та їх конструкцій, які англійською мають назву Ambient Vibration Test [8] (дослівно «вібраційні випробування в оточуючому середовищі»). При цих випробуваннях спеціальне навантаження не застосовується, а використовуються випадкові збудження (вітер, мікросейсміка, проїзд транспорту і т.п.). Теоретичною основою Ambient Vibration Test – Фонової Вібраційної Діагностики (одне із значень терміну «фон» – це тіло, оточення, середовище) є метод аналізу динамічних систем, який отримав назву «Out only» – «лише вихід» на відміну від методу аналізу при актив-

ній вібраційній діагностиці, коли застосовують аналіз типу «In and Out» – «вхід і вихід». В останні десятиліття в багатьох країнах світу методам аналізу сигналів «Out only» було присвячено ряд дисертацій, створено та впроваджено запатентовані програмні комплекси, які формують модель споруди та в автоматичному режимі, аналізуючи зареєстровані коливання, визначають її динамічні параметри [9]. Загальноприйнятим став висновок про те, що моніторинг технічного стану будівельних конструкцій значних розмірів найкраще виконувати саме шляхом їх ідентифікації через натурні динамічні характеристики, наприклад нормалізовані форми власних коливань (Modal Identification). Швидкими темпами розвиваються та впроваджуються в практику методики визначення пошкоджень будівельних конструкцій методами динамічних випробувань (Damage Identification).

При фонових випробуваннях реакції конструкції аналізуються як в часовій, так і частотній областях методами, які є розвитком класичних непараметричних методів аналізу випадкових сигналів. При цьому спільним їх недоліком є взаємне протиріччя між намаганням максимально позбутися шумів та забезпеченням необхідної, часом високої роздільної здатності по частоті.

З точки зору вказаної проблеми мости серед інших споруд займають вигідне положення, оскільки, при пасивній вібродіагностиці завжди є можливість аналізувати вільні коливання їх конструкцій, які регулярно виникають після проїзду експлуатаційного навантаження (рухомого транспорту). При цьому амплітуди вільних коливань значно перевищують амплітуди шумів, а характер коливань для лінійних систем має відому функціональну залежність. Це дозволяє виконувати аналіз зареєстрованих сигналів методами, які є розвитком параметричних методів спектрального аналізу, і які дають можливість на порядок збільшити їх роздільну здатність [10]. Саме для мостових конструкцій розрізнення форм власних коливань, які мають близькі частоти, є важливою проблемою. Так завдяки особливостям своєї конструкції переважна більшість прогонових будов автодорожніх мостів мають зони згущення частот, які утворюються близько частот власних коливань двомірної балкової моделі за рахунок формування різних форм викривлення поперечного перерізу. Подібні згущення частот наявні і для нерозрізних балкових систем з однаковими чи близькими довжинами прогонів. Частоти різних форм в зонах вказаних згущень іноді відрізняються одна від одної лише на долі проценту.

Для теоретичних досліджень та відпрацювання практичних методик запропоновано модель, яку можна описати наступним виразом

$$K_{ik}(\omega) = \sum_{n=1}^N K_{ikn}(\omega), \quad (1)$$

де $K(\omega)_{ik}$ – передаточна функція між точками i та k ; $K(\omega)_{ikn}$ – передаточна функція між точками i та k за n -ю власною формою (модальна передаточна функція).

Вільні коливання лінійної стаціонарної системи розглядаються як сума ортогональних реакцій за власними формами, ваговий вплив яких визначається модальними імпульсними функціями (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 як для лінійного осцилятора, а комплексну передаточну функцію можна отримати склавши модальні передаточні функції (для практичного використання достатньо декількох перших форм). Для лінійних систем вираз (1), визначений через власні кутові частоти W , декременти коливань δ та амплітуди власних форм A (вагові коефіцієнти), в комплексній формі записується, як:

$$K_{ik}(\omega) = \sum_{n=1}^N \frac{W_n A_{ikn}}{2} (S_n + S_n^*), \quad (2)$$

де

$$S_n = \frac{e^{-j\pi/2}}{\delta_n W_n / 2\pi + j(\omega - W_n)};$$

$$S_n^* = \frac{e^{j\pi/2}}{\delta_n W_n / 2\pi + j(\omega + W_n)}.$$

Як бачимо, для визначення передаточної функції необхідно мати наступні параметри:

- кутову частоту коливань за власною формою (W_n);
- декремент коливань даної форми (δ_n);
- ваговий коефіцієнт впливу (A_{ikn}).

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. Достатню кількість форм визначають шляхом аналізу розрахункової моделі конструкції.

Теоретично визначення частот та декрементів власних форм коливань конструкції можна виконати шляхом опрацювання віброграми вільних коливань зареєстрованої лише для однієї точки (звісно якщо вона не є вузловою для котроїсь з форм). На практиці це не завжди вдається оскільки форми з більшими амплітудами «затіняють» форми з меншими амплітудами і тому визначення останніх є ускладненим. На практиці рекомендується визначати параметри власних форм коливань за реакціями в точках, де ці форми мають максимальні амплітуди. Хороші результати дає попереднє планування експерименту з врахуванням аналізу розрахункової моделі та властивостей спектральних функцій її реакцій [11].

Нормалізовані ординати власних форм коливань визначаються за наступним алгоритмом:

- намічаються точки на конструкції, в яких визначатимуться ординати форми коливань;
- синхронно реєструються вільні коливання у вибраних точках;
- вибирається реперна точка (як правило з максимальними амплітудами коливань) та за відношенням спектральних функцій реакції в певній точці та в реперній точці визначаються відносні ординати форми коливань.

Не обов'язково одночасно реєструвати коливання у всіх точках, особливо для великих мостів, це потребує значної кількості обладнання. Абсолютно рівнозначним буде варіант почергової реєстрації коливань для певної групи точок окремо при спільній для всіх груп реперній точці (для кожної площини коливань

повинна бути як мінімум одна реперна точка).

Вагові коефіцієнти впливу для кожної з форм рекомендується визначати в наступному порядку:

- визначаються форми власних коливань в нормалізованому виді;
- для однієї чи декількох точок визначаються масштабні коефіцієнти, за якими відносні ординати форм коливань переводяться в абсолютні значення.

Визначення масштабних коефіцієнтів можна також виконувати використовуючи моделі створені методом скінченних елементів (МСЕ) та скориговані за натурними частотами та нормалізованими формами власних коливань – такий підхід дає достатню для інженерної практики точність. Взагалі слід відмітити, що у світі склалася практика ідентифікації будівельних споруд як динамічних систем саме через їх моделювання в програмних середовищах, які реалізують МСЕ.

Як один із варіантів практичного застосування передаточної функції покажемо на наступному прикладі. Для балкової прогонової будови за типовим проектом вип. 122-63 повною довжиною 22,16 м випробуванням визначені частоти двох перших форм коливань 5,0 Гц (без викривлення поперечника) та 5,2 Гц (крутильні коливання), декременти коливань мають значення 0,15 та 0,18 відповідно. Для крайньої балки при навантаженні протилежної смуги руху в середині прольоту силою 10 т вагові коефіцієнти становлять 2,15 мм та -1,8 мм. Амплітудний спектр передаточної функції за виразом (2) та знайденими параметрами представлено на рис. 1.

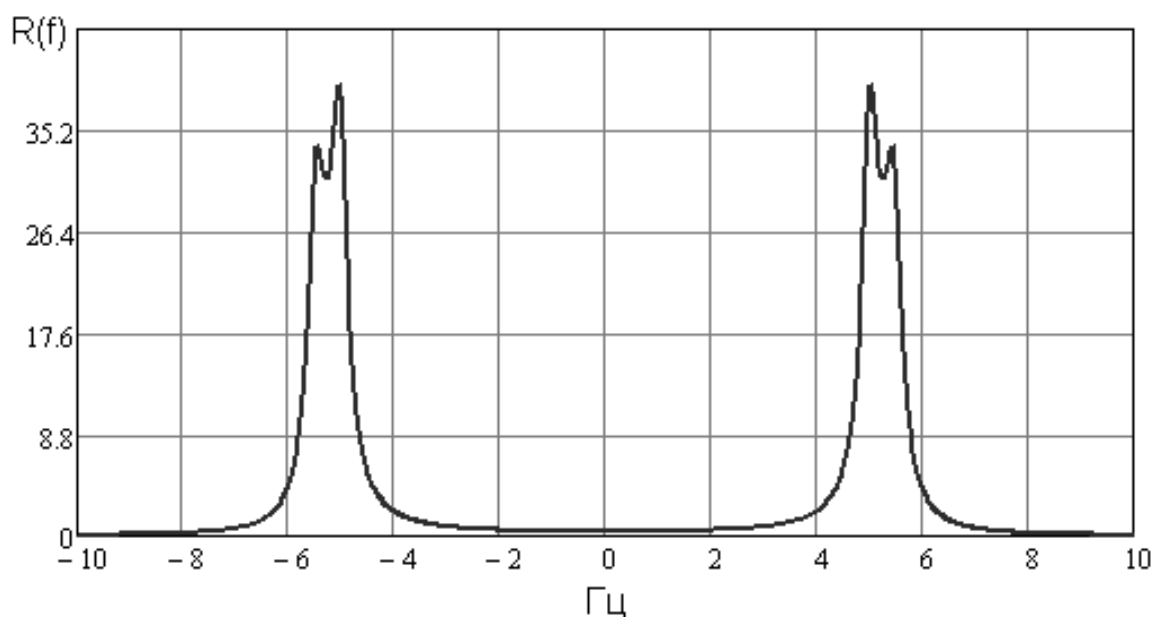


Рис.1. Графік амплітудного спектру комплексної передаточної функції

Добуток передаточної функції та спектральної функції навантаження дає спектральну функцію реакції, за якою, виконавши зворотне

перетворення Фур'є, отримуємо реакцію конструкції в часовій області (рис. 2).

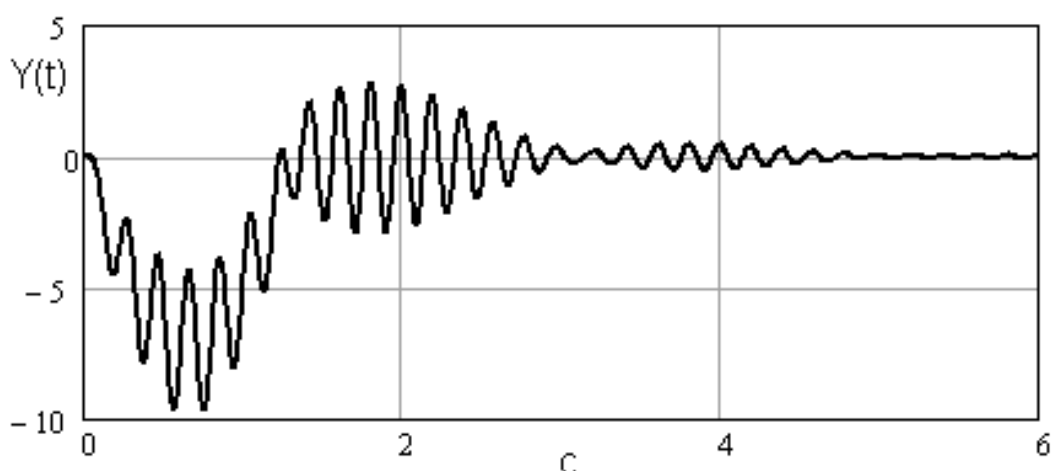


Рис.2. Графік реакції балки на дію рухомої сили

Для визначення технічного стану споруди необхідно визначити всі відхилення (пошкодження), які мають місце у порівнянні з нормальним її станом. Якщо динамічну систему описуємо матрицею передаточних функцій [5], то функцію пошкоджень системи можна представити системою матриць, які визначають зміни передаточних функцій при наявності пошкодження в певній зоні конструкції. Кількість матриць в такій системі буде дорівнювати кількості зон, на які ми розбиваємо споруду для локалізації дефекту.

Можна запропонувати іншу модель, в якій динамічна система описується власними формами коливань та їх параметрами. В цьому випадку функцію пошкоджень для кожної зони зручно представити двома матрицями – матрицею зміни частот власних форм коливань та матрицею зміни форми власних коливань (в нормалізованому виді). Оскільки для лінійних систем передаточна функція є комплексною сумою модальних передаточних функцій за всіма формами власних коливань, то обидві моделі цілком рівнозначні за інформативністю і відрізняються лише практичною стороною їх реалізації. В першому випадку за результатами експерименту визначаємо передаточні функції та працюємо з ними, в другому випадку визначаються частоти та форми власних коливань, що повністю може бути зроблено методами пасивної вібродіагностики.

Слід відмітити, що динамічні методи дозволяють виявляти зміни в інтегральних параметрах конструкції, що не дозволяє використовувати їх для контролю за локальними дефектами, як, наприклад, розрив однієї з сотні заклепок і т.п. Натомість вказані методи добре проявляють себе при виявленні: загального ко-

розійного зношення, перевантаження постійним навантаженням, текучості матеріалу, зміні розрахункової схеми і т.п.

Враховуючи рівень досягнень натурної динамічної діагностики пропонується така схема робіт для моніторингу технічного стану мостів:

1. Експериментальне визначення частот та форм власних коливань споруди. Порівняння цих параметрів з початковими (динамічний паспорт).
2. При наявності змін динамічних параметрів виконання аналізу цих змін та попереднє складання варіантів функції пошкоджень і визначення можливих ділянок з дефектами.
3. Проведення часткового обстеження в зонах можливих дефектів.
4. Коригування розрахункової схеми та функції пошкоджень за результатами обстежень, аналіз достатності таких коригувань при порівнянні з фактичними змінами динамічних параметрів. Визначення технічного стану мосту з врахуванням виявлених дефектів.
5. При недостатності внесених змін виконується повторення пунктів 2 – 4, до повного виявлення всіх дефектів.

Зрозуміло, що найкращою є ситуація, коли проведені випробування не фіксують змін в частотах та формах коливань у порівнянні з паспортними даними, на основі чого, можна зробити попередній висновок про незмінність технічного стану споруди. Хоча відмітити, що висновок буде саме попереднім, і його треба ще підкріпити обстеженнями споруди, хоча б за неповною програмою. Разом з тим висловлюю впевненість, що широке впровадження в практику методів вібраційної діагностики дозволить

напрацювати достатню експериментальну базу та збільшити довіру до можливостей цих методів.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Коваль, П. М. Науковий супровід ДерждорНДІ системи експлуатації мостів України [Текст] / П. М. Коваль // Дороги і мости: зб. наук. статей / ДерждорНДІ. – Вип. 7, т. 1. – К.: ДерждорНДІ, 2007 – С. 237-252.
2. Challenges in experimental vibration analysis for structural identification and corresponding engineering strategies [Текст] / J. Zhang *et al.* // Proc. of the int'l conf. on experimental vibration analysis for civil engineering structures. – Wroclav, Poland, 2009. – P. 13-34.
3. Моніторинг будівельних конструкцій і застосування нових державних норм ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво в сейсмічних районах України [Текст] / О. К. Хавкін та ін. // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – Вип. 69. – К.: НДІБК, 2008. – С. 26-44.
4. ГОСТ 24346-80. Вибрация. Термины и определения [Текст].
5. Вибрации в технике [Текст]: справочник в 6 т. – М.: Машиностроение, 1978-1981.
6. Методические рекомендации по вибродиагностике автодорожных мостов [Текст]. – М.: Росавтодор, 2001. – 24 с.
7. РВ.2.3-218-00018112-521:2006. Рекомендації з динамічних випробувань мостів та шляхопроводів [Текст]. – К.: Укравтодор, 2006. – 34 с.
8. Wenzel, H. Ambient Vibration Monitoring [Текст] / H. Wenzel, D. Pichler. – John Wiley & Sons, Ltd, 2005. – P. 291.
9. Andersen, P. Identification of Civil Engineering Structures using Vector ARMA Models [Текст] / P. Andersen. – Aalborg University, 1997. – P. 244.
10. Редченко, В. П. Особливості застосування спектрального аналізу при дослідженні коливань будівельних конструкцій [Текст] : монографія / В. П. Редченко. – Д.: Пороги, 2010. – 98 с.
11. Редченко, В. П. Визначення власних частот коливань прогонових будов мостів методом складання спектрів [Текст] / В. П. Редченко // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій: зб. наук. пр. – Вип. 11. – Львів: Каменярь, 2009. – С. 199-203.

Надійшла до редколегії 05.03.2010.

Прийнята до друку 12.03.2010.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ ДИАГНОСТИКИ И СПОСОБОВ РЕГЕНЕРАЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ ПРИ ОБЕСПЕЧЕНИИ ИХ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ

На основі аналізу існуючих методів діагностики і способів регенерації залізобетонних конструкцій мостів запропоновано рекомендації по запровадженню нових сучасних технологій відновлення залізобетонних конструкцій мостів при забезпеченні їх експлуатаційної надійності та довговічності.

На основе анализа существующих методов диагностики и способов регенерации железобетонных конструкций мостов предложены рекомендации по внедрению новых современных технологий восстановления железобетонных конструкций мостов при обеспечении их эксплуатационной надежности и долговечности.

On the basis of analysis of existing diagnostic methods and regeneration ways of reinforced-concrete constructions of bridges the recommendations on introduction of new modern technologies of renewal of reinforced-concrete constructions of bridges in providing their operating reliability and longevity are offered.

Постановка проблемы

Обеспечение эксплуатационной надежности и долговечности железобетонных конструкций мостов после их регенерации.

Анализ исследований и публикаций

На основе анализа опыта обследований железобетонных мостов за последние 25 лет выявлены недостатки существующих методов диагностики и способов регенерации конструкций, которые снижают их эксплуатационную надежность. В статье изложены основные направления в решении этой проблемы.

Постановка задачи

Целью настоящей статьи является популяризация внедрения современных методов диагностики и способов регенерации железобетонных конструкций для обеспечения их эксплуатационной надежности.

Основной материал исследований

Надежность и долговечность мостов определяется условиями их эксплуатации, своевременным и качественным проведением работ по диагностике и ремонту. Большой вклад в развитие теории надежности и долговечности конструкций внесли Иосилевский Л. И., Перельмутер А. В., Лантух-Лященко А. И. [1-3].

В последние годы проблеме обеспечения надежности строительных конструкций и свя-

занными с этим вопросами их диагностики и усиления, автором посвящены статьи [4-8].

При диагностике железобетонных мостов в настоящее время применяются методы:

- неразрушающего контроля прочности бетона;
- инструментального контроля размеров и положения конструкции;
- статические и динамические испытания;
- визуальный осмотр.

Так, для определения прочности бетона рекомендуется молоток D1G1-Schmidt2 [9]. Традиционный молоток Шмидта оснащен электронным устройством со встроенными графиками перевода в значение прочности на сжатие. Прибор автоматически корректирует направление удара, статически обрабатывает результаты измерений с выводом на ПЭВМ.

Особый интерес представляет локатор арматуры «Profometer4» [9]. Он предназначен для поиска арматуры, измерения толщины защитного слоя и определения диаметра арматуры и обладает уникальной возможностью представлять на жидкокристаллическом дисплее слой бетона с заложеной в нем арматурой в системе координат. Прибор точно измеряет защитный слой бетона до 120 мм – при помощи точечного пробника, методом неразрушающего контроля определяет диаметр арматуры с точностью до 1 мм. Данные измерений могут быть занесены в память для дальнейшей обработки на ПЭВМ.

При инструментальном контроле измеряются строительные подъемы главных балок и их основные геометрические размеры. Наряду с

инструментальными методами применяется и визуальный контроль наличия и характера трещин в главных балках пролетных строений с определением величины их раскрытия микроскопом МПБ-2.

Статические и динамические испытания проводятся с целью определения прогибов, удлинений и напряжений в элементах конструкции. Методика обладает рядом преимуществ: точность измерений, мобильность, универсальность. К недостаткам этой методики следует отнести привязанность к источникам питания, трудности установки датчиков, дополнительные затраты средств и времени по созданию испытательных нагрузок.

Анализ обнаруженных дефектов и повреждений указывает на закономерности их появления. Причинами преждевременного разрушения железобетонных конструкций мостов, на наш взгляд, являются: влияние агрессивной среды на трещинообразование, усталостное разрушение бетона от воздействия эксплуатационных нагрузок, неудовлетворительное текущее содержание, что влечет за собой разрушение системы водоотвода, выщелачивание бетона, разрушение защитного слоя и коррозию рабочей арматуры. Ограниченность средств на текущее содержание и капитальные ремонты сооружений, приводит к преждевременному разрушению конструкций, сокращению долговечности мостов по сравнению с проектными сроками. Эти вопросы усугубляются снижением надежности сооружений и созданием условий, при которых не обеспечивается их безопасная эксплуатация.

Современные способы восстановления поврежденных железобетонных конструкций предполагают:

- использование торкретбетона для лечения раковин, сколов бетона и защитного слоя;
- инъектирование силовых трещин в главных балках;
- внедрение новых полимерных составов для защиты бетона от коррозии.

Приготовление торкретбетона сопряжено с необходимостью тщательного подбора состава бетона, что в условиях строительной площадки объекта затруднено. Кроме того, перед нанесением торкретбетона возникает необходимость тщательной очистки поверхности бетона и арматуры, что также усложняет процесс восстановления разрушенных участков бетона.

Внедрение новых полимерных материалов (ПХВ) обеспечивает защиту поверхности желе-

зобетонных конструкций от проникновения воды, улучшает внешний вид, способствует повышению долговечности бетона. К недостаткам этого способа относятся высокая стоимость работ и необходимость применения специальных устройств для нанесения составов.

Перспективные методы диагностики предполагают:

- создание диагностических комплексов на базе ПЭВМ, усилителей, аналого-цифровых преобразователей и датчиков для регистрации измерений, их анализа и занесения в базу данных;
- разработку и внедрение методики прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов в соответствии с требованиями ДБН В.2.3-14:2006 «Мости і труби. Правила проектування».

Новые способы регенерации железобетонных пролетных строений мостов включают:

- использование составов проникающего действия для ремонта несущих конструкций;
- усиление конструкций композиционными материалами на основе углеродных волокон.

Применение составов проникающего действия (кальматрон) обеспечивает высокое проникновение в бетон, возможность регенерации старого бетона, но требует специального оборудования и имеет высокую стоимость.

В процессе эксплуатации мостов возникает их деформация из-за снижения их несущей способности вследствие коррозии арматуры и разрушения бетона.

Помимо восстановления первоначальной несущей способности, может возникнуть необходимость увеличения нагрузки на сооружение или изменение его расчетной схемы. Основными способами усиления конструкций являлось увеличение их сечения. Однако, в последнее время, получили применение композиционные материалы, армированные углеродными волокнами. Их несомненными преимуществами являются высокие прочность и модуль упругости, малый вес, технологичность, невосприимчивость к внешним агрессивным факторам, способность повторять практически любые формы конструкции, выносливость. Достоинствами композиционных материалов являются также легкость транспортировки и изготовления усиливающих элементов необходимых размеров на месте выполнения работ, возможность усиления поверхностей различной кривизны, непре-

рывность эксплуатации сооружения во время проведения работ по усилению, что особенно важно для мостовых конструкций, испытывающих постоянные технологические нагрузки, поскольку даже временные перерывы в процессе их эксплуатации приводят к серьезным финансовым потерям. В настоящее время композиционные материалы с фиброй (КМФ) широко используются для усиления опор и пролетных строений мостов. Необходимо отметить, что капитальный ремонт и усиление железобетонных конструкций мостов невозможно проводить без тщательной диагностики сооружения, выполнения детального обследования. Причем, в случае усиления конструкции композиционными материалами, её диагностика и анализ напряженно-деформированного состояния играют ключевую роль при принятии решения об усилении. Выполнение диагностики необходимо для определения реальных геометрических параметров конструкции, фактических свойств ее материалов и их распределения по сечению. Диагностика железобетонных мостов позволяет не только выявить степень их износа, но и определить причины этого явления. Все это возможно выполнить с помощью современных приборов для диагностики и неразрушающего контроля строительных конструкций.

Результаты исследований и перспективы дальнейших разработок

Указанные способы регенерации мостовых конструкций не обеспечивают в полной мере сохранение эксплуатационной надежности и долговечности конструкций в связи с несовершенством применяемого оборудования, а также неэффективностью применяемых материалов и технологий. Определяющими факторами разрушения мостовых конструкций являются:

- высокая водопроницаемость;
- низкая коррозионная стойкость бетона использованного при строительстве;
- низкая морозостойкость.

Первоочередными задачами в решении данной проблемы являются вопросы разработки новых методик диагностики и новых современных способов регенерации мостовых конструкций.

Актуальными являются вопросы создания современных мобильных измерительных комплексов для диагностики мостов.

Современные способы регенерации мостов основаны на внедрении новых технологий усиления пролетных строений и опор мостов композиционными материалами.

Важнейшими элементами эффективности выполнения работ по регенерации мостов служат критерии оценки эксплуатационной надежности, в том числе:

- влияния фактора системности на надежность пролетных строений мостов;
- применение метода случайных величин для оценки надежности конструкций;
- создание предпосылок для проектирования балочных железобетонных пролетных строений с заданным условием надежности;
- разработка комплексной системы управления надежностью на всех этапах строительного процесса (изыскания, проектирование, строительство);
- создание нормативной базы для разработки взаимосвязанной системы критериев принятия решений на различных этапах производственного процесса.

Приоритетными направлениями в обеспечении эксплуатационной надежности и долговечности железобетонных конструкций мостов являются:

- совершенствование исследовательской и проектной баз;
- внедрение методик эксплуатационной оценки мостов;
- применение зарубежных материалов и технологий при ремонте мостов [10].

Выводы

По результатам исследований можно сделать выводы о несовершенстве методов диагностики железобетонных конструкций мостов: погрешности измерений, трудоемкости работ, нерентабельности. Существующие способы регенерации поврежденных конструкций мостов не обеспечивают требуемое качество работ, трудоемки в исполнении, имеют высокую стоимость.

Современная концепция повышения эксплуатационной надежности и долговечности железобетонных конструкций мостов предполагает:

- использование бетонов, содержащих ингибиторы коррозии при ремонтных работах;
- применение эластичных, защитных покрытий для герметизации трещин, возникающих при нормальной эксплуатации железобетонных мостов;
- продление срока эксплуатации конструкций путем создания защитного покрытия

непосредственно на поверхности арматуры;

- повышение адгезии старого и нового бетона с помощью набрызга современных материалов;
- увеличение несущей способности конструкций при усилении элементов путем инъектирования эпоксидных смол.

Следовательно, в настоящее время еще не создана целостная система повышения эксплуатационной надежности и долговечности автодорожных мостов и нам предстоит коренным образом изменить текущее содержание и своевременный ремонт искусственных сооружений.

Первоочередными задачами в области восстановления поврежденных железобетонных конструкций мостов являются:

- применение методов диагностики с использованием современных электронных измерительных комплексов;
- разработка и внедрение мобильных восстановительных комплексов;
- совершенствование проектной и научной базы для обеспечения эксплуатационной надежности конструкций;
- разработка и внедрение комплексной системы технического обслуживания, гарантирующей обеспечение долговечности конструкций;
- обеспечение безопасности эксплуатации усиленных железобетонных пролетных строений мостов.

Вопросы сохранения эксплуатационной надежности и долговечности железобетонных конструкций в процессе регенерации являются очень актуальными для мостов как объектов особой социальной значимости.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Иосилевский, Л. И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов [Текст] / Л. И. Иосилевский – М.: Науч.-изд. центр «Инженер», 2005. – 324 с.
2. Перельмутер, А. В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конст-

рукций [Текст] / А. В. Перельмутер – К.: УкрНИИпромстальконструкция, 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. Загора, А. Л. Обеспечение эксплуатационной надежности мостов на автомобильных дорогах Днепропетровской области [Текст] / А. Л. Загора, С. М. Костюченко, Б. В. Савчинский // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2001. – Вип. 9. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2001. – С. 11-12.
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. – № 64. – К.: НТУ, 2002. – С. 147-149.
6. Заяц, Ю. Л. Некоторые вопросы диагностики и регенерации железобетонных конструкций автодорожных мостов, поврежденных в результате длительного воздействия эксплуатационных нагрузок [Текст] / Ю. Л. Заяц, Б. В. Савчинский // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: зб. наук. пр. ФМІ ім. Г. В. Карпенка. – 2002. – Вип. 5. – Л.: Вид-во ФМІ ім. Г. В. Карпенка, 2002. – 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 залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2005. – Вип. 9. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2005. – С. 203-205.
8. Савчинский, Б. В. Критерии оценки надежности железобетонных конструкций автодорожных мостов [Текст]: тезисы докл. Межд. науч.-практ. конф. «Мосты и тоннели: теория, исследования, практика» / Б. В. Савчинский, – Д.: ДНУЗТ, 2007. – С. 62-63.
9. Измерительные приборы фирмы Proceid для исследования свойств строительных материалов [Текст] / Рекламный каталог. – М.: Триада-Холдинг, 2001.
10. Мосты. Строительство и ремонты / Рекламный сборник. – Варшава: Sika Poland, 2001.

Поступила в редколлегию 02.03.2010.

Принята к печати 10.03.2010.

ПРОБЛЕМЫ, ВЫЗЫВАЮЩИЕ НЕОБХОДИМОСТЬ ЗАМЕНЫ НОРМАТИВНЫХ ВРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК АК ДЛЯ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Стаття присвячена аналізу нових тимчасових нормативних навантажень автодорожніх мостів, визначенню динамічного коефіцієнту та проблемам використання цих навантажень для розрахунку витривалості і визначення залишкового ресурсу елементів мостових споруд.

Статья посвящена анализу новых временных нормативных нагрузок автодорожных мостов, определению динамического коэффициента и проблемам использования этих нагрузок при расчете выносливости и определение остаточного ресурса элементов мостовых сооружений.

The article is devoted to the analysis of new temporal normative loads of high-way bridges, the determination of dynamic coefficient and the problems of the using these loads in calculation of endurance and determination of remaining resource of elements of bridge structures.

1. Эволюция нормативных временных нагрузок в России. Достоинства и недостатки нормативных временных нагрузок в виде реального поезда транспортных средств

Нормативные временные вертикальные нагрузки от подвижного состава на автомобильных дорогах изменяются во времени с тенденцией постоянного их возрастания. Их изменение в России за период с 1931 по 1962 год приведено на рис. 1.

До 1986 года в качестве нормативных нагрузок на автодорожные мостовые сооружения принимались колонны практически реальных автомобилей с указанием расстояний между ними, положения осей автомобилей и нагрузок на них в тс.

Численное значение любого силового фактора N в элементах мостовых сооружений от такой нормативной нагрузки в виде произвольного поезда автомобилей, расположенных между собой на установленных расстояниях, при использовании линии влияния соответствующего силового фактора строго вычислялся по следующей очевидной формуле:

$$N_{\text{норм}} = \eta \sum P_i y_i, \quad (1)$$

где P_i – нормативные нагрузки на оси транспортных средств, входящих в состав реального поезда транспортных средств; y_i – ординаты линии влияния под соответствующими осями транспортных средств при критическом её загрузении; η – коэффициент поперечной установки, вычисляемый от расчетного количества полос движения с учетом конструктивной формы мостового сооружения.

Расчетное значение того же силового фактора от той же реальной нагрузки вычислялся с использованием следующей очевидной формулы:

$$N_{\text{расч}} = \eta(1 + \mu) \gamma_f \sum P_i y_i, \quad (2)$$

где $(1 + \mu)$ – численное значение динамического коэффициента, вычисляемое с учетом конструктивной формы сооружения, его материала по имеющимся эмпирическим формулам, полученным на основе обработки экспериментальных данных и теоретических положений динамики сооружений; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый для реального поезда транспортных средств на основе физических соображений по возможным перегрузкам осей транспортных средств или изменению расстояний между ними при различных реальных ситуациях.

Важным достоинством нормативных нагрузок такого вида являлось то, что разнообразные мостовые сооружения с различными пролетами и все их элементы проектировались на воздействие одной и той же практически реальной установленной нормативной нагрузки. При введении в эксплуатацию все мостовые сооружения имели одинаковую степень обеспеченности их грузоподъемности.

В качестве недостатка таких нормативных нагрузок по условиям работы инженеров в условиях 1962-1986 гг., когда вручную загружались линии влияния, отмечалась трудность определения критического положения нагрузки по формуле (1).

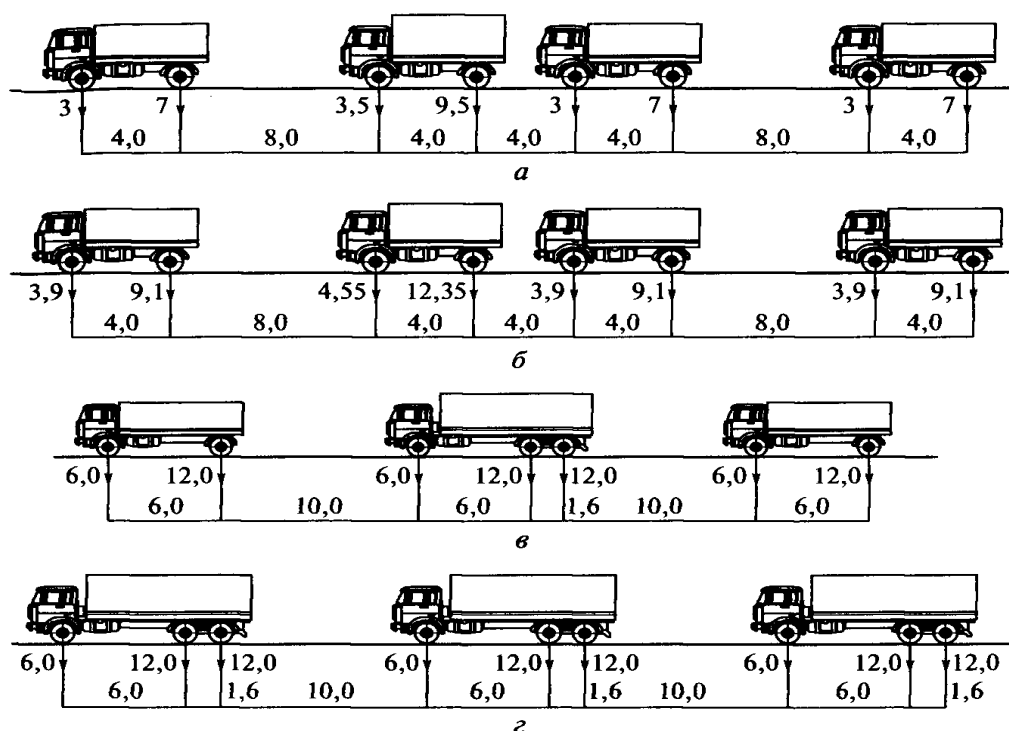


Рис. 1. Эволюция схем временных нагрузок для автодорожных мостов:
а – Н-10(нормы 1931 г.); б – Н-13(нормы 1938 г.); в – Н-18(нормы 1953 г.); г – Н-30(нормы 1962 г.)

2. Проблемы использования введенных в 1986 и 2008 годах временных нормативных нагрузок типа АК при вычислении нормативных значений силовых факторов, требуемых при проектировании разнообразных мостовых сооружений

В интересах облегчения загрузки линий влияния силовых факторов вручную в январе 1986 г. вместо достаточно реальной нагрузки

Н-30 в качестве нормативной временной нагрузки на автодорожные и городские мосты была введена условная нагрузка в виде полос нагрузки АК (рис. 2), каждая из которых включала одну двухосную тележку с нагрузкой на ось P , равной $9,81K$, кН и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью v (на обе колеи), равной $0,98K$, кН/м [2].

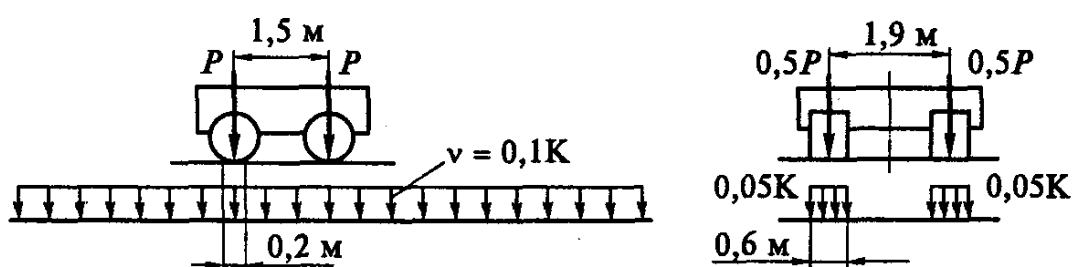


Рис. 2. Схема условной нормативной нагрузки АК

Класс К этой комбинированной нормативной нагрузки, состоящей из равномерно распределенной нагрузки и тележки, определяется путем приравнивания воздействия нормативного поезда автомобилей к воздействию условной нормативной комбинированной единичной нагрузки А1 при пропуске этих нагрузок по разным формам линий влияния с использованием следующей формулы:

$$K = \frac{\eta \sum P_i y_i}{\eta (N_{1p} + N_{1q})} = \frac{\sum P_i y_i}{(N_{1p} + N_{1q})}, \quad (3)$$

где N_{1p} – усилие в элементе от воздействия тележки нормативной нагрузки А1; N_{1q} – усилие в элементе от равномерно распределенной нагрузки нормативной нагрузки А1.

Численное значение класса нагрузки при этом оказывается зависимым от состава колонны транспортных средств, распределения нагрузки между их осями, расстояний между транспортными средствами, длины и формы линии влияния. По своей физической сути получаемое значение K – своеобразная эквивалентная нагрузка, отнесенная к условной (виртуальной) единичной нагрузке, принятой в виде равномерно распределенной нагрузки по всей длине линии влияния и единичной тележки,

устанавливаемой над максимальными ординатами линий влияния.

На рис. 3 приведены полученные мною по формуле (3) графики классов виртуальной нагрузки от колонны из 9 автомобилей нормативной нагрузки Н-30 в зависимости от длины и формы линий влияния. Нижний из них соответствует треугольной линии влияния с вершиной в середине её длины, а верхний – треугольной линии влияния с вершиной в её начале.

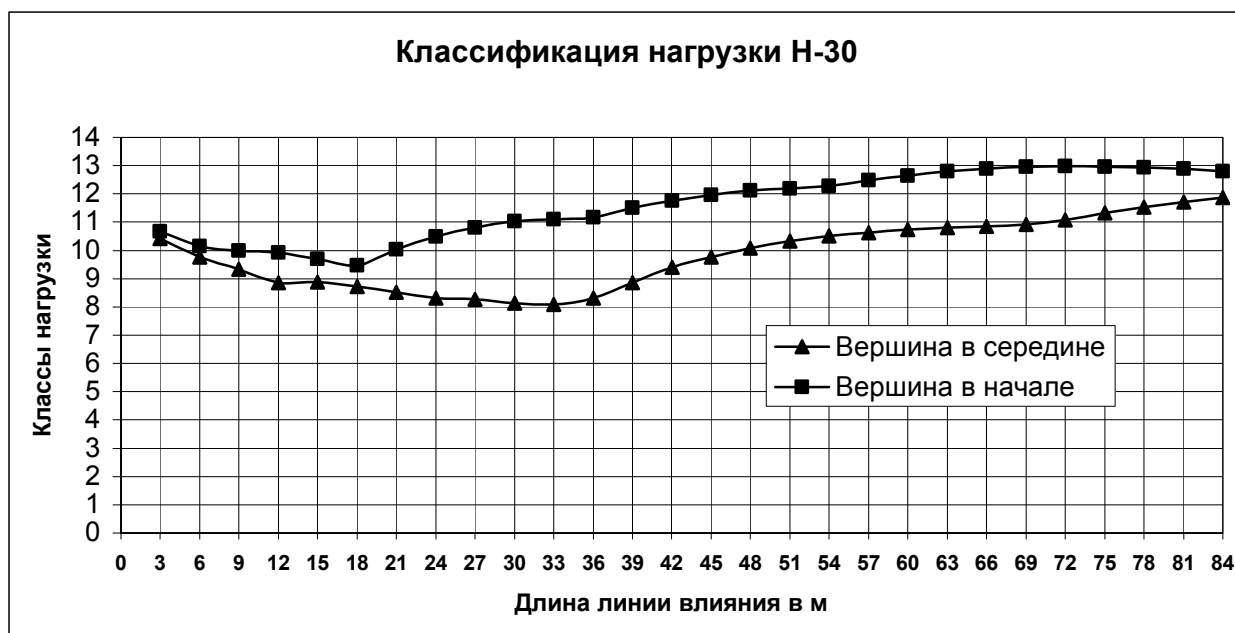


Рис. 3. Классы нормативной нагрузки Н-30 в единицах виртуальной нагрузки А1 в зависимости от формы и длины линий влияния

Заметим, что от одной и той же нормативной нагрузки в виде поезда автомобилей Н-30 класс виртуальной нагрузки для разных длин и форм линий влияния различен. Заметим также, что численное значение класса виртуальной нагрузки, создаваемого практически реальной нагрузкой Н-30, при загрузении треугольной линии влияния с вершиной посередине в зависимости от её длины изменяется от 8 до 12, а при загрузении треугольной линии влияния с вершиной в начале от 9,5 до 13.

Из нижеприведенной формулы (4) следует, что при использовании точных значений классов виртуальной нагрузки, представленных на рис. 3, соответствующих рассматриваемой длине линии влияния, представлялось возможным вычислить точное значение любого силового фактора от нагрузки в виде поезда реальных автомобилей.

Но для этого необходимо было иметь таблицы классов нагрузки в зависимости от длины

и формы линий влияния, как это имеет место для железнодорожных мостов.

$$N_{\text{норм}} = \eta K (N_{1p} + N_{1q}) = \eta \frac{\sum P_i y_i}{(N_{1p} + N_{1q})} (N_{1p} + N_{1q}) = \eta \sum P_i y_i. \quad (4)$$

В [2] класс виртуальной нагрузки в интересах упрощения расчетов был установлен постоянным и равным 11 для разных длин и разных форм линий влияния. В соответствии с этими нормами все мостовые сооружения и их элементы проектируются на одну и ту же виртуальную нагрузку, независимо от формы и длины линий влияния усилий. В разрабатываемом проекте свода правил на проектирование мостовых сооружений в соответствии с национальным стандартом (ГОСТ Р 52748-2007) для автодорожных мостовых сооружений введен класс виртуальной нагрузки АК равный 14 также независимо от формы и длины линий влияния.

Выше было доказано, что класс виртуальной нагрузки от воздействия нормативной нагрузки в виде поезда автомобилей различен для различных длин линий влияния и их форм. Рассмотрим и решим теперь обратную задачу. Если классы виртуальной нагрузки зависят от длины и формы линий влияния, то, что тогда означает, что все мостовые сооружения и их элементы проектируются на постоянный класс виртуальной нагрузки?

На рис. 4. приведено решение этой задачи применительно к двум классам постоянных виртуальных нагрузок (A11 и A14) для двух

разных форм линий влияния в диапазоне их длин от 3 до 84 м. Два нижних графика представляют зависимость массы реальных автомобилей в нормативной их колонне по схеме Н-30 от разных длин и двух форм линий влияния, которая создается постоянной виртуальной нагрузкой A11. Два верхних графика представляют зависимость массы реальных автомобилей в нормативной их колонне по схеме Н-30 от разных длин и двух форм линий влияния, которая создается постоянной виртуальной нагрузкой A14.

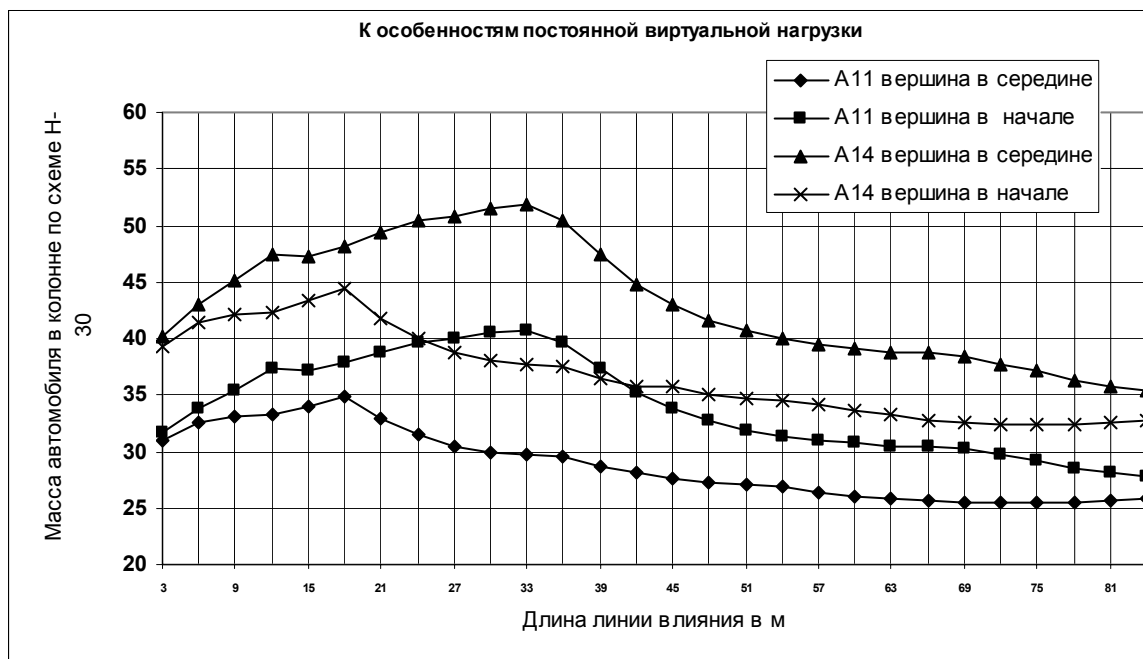


Рис. 4. Зависимость возможной массы автомобилей в колонне по схеме Н-30 от длины линии влияния при принятых нормативных виртуальных нагрузках A11 и A14

Их анализ позволяет дать следующий ответ на сформулированный выше вопрос: проектирование всех мостовых сооружений и их элементов на постоянный класс виртуальной нагрузки означает, что:

- проектирование пролетных строений с различными пролетами на постоянную виртуальную нагрузку A11 производится на различные и неизвестные проектировщикам нормативные нагрузки в виде поезда реальных автомобилей массой от 26 до 42 т;
- проектирование пролетных строений с различными пролетами на постоянную виртуальную нагрузку A14 производится на различные и неизвестные проектировщикам нормативные нагрузки в виде поезда реальных автомобилей массой от 32 до 52 т;
- проектирование элементов одного и того же мостового сооружения с принятым про-

летом выполняется на различные и неизвестные проектировщикам нормативные нагрузки в виде поезда реальных автомобилей. Это особенно опасно для элементов вантовых мостов, линии влияния усилий в которых имеют существенно различную форму и длину;

– усилия предварительного натяжения в предварительно напряженных железобетонных пролетных строениях разных пролетов определяются от воздействия различных и неизвестных проектировщикам нормативных нагрузок в виде поезда реальных автомобилей. Это весьма опасно, так как еще до приложения временных нагрузок в их сечениях могут возникать недопустимые сжимающие и растягивающие напряжения, способные привести сооружение в аварийное состояние;

– пролетные строения разных пролетов и их элементы в итоге имеют разную и неизвест-

ную проектировщику степень обеспеченности несущей способности на воздействие реально проходящих транспортных средств; возникает вопрос, какие знаки их грузоподъемности ставить перед новыми мостами на одной и той же дороге, проектируемой на одну и ту же виртуальную нагрузку? Ведь на одной и той же дороге построенные новые мосты с использованием постоянной виртуальной нагрузки будут иметь различную грузоподъемность!

Рассмотрим теперь еще один вопрос. К чему приводит ситуация, когда, например, нормативная нагрузка Н-30 в виде поезда автомобилей заменена нормативной виртуальной нагрузкой А11.

Применительно к реальной нагрузке Н-30 и её виртуальному аналогу ответ вытекает из сопоставления точных (находящихся на кривых линиях рис. 3) и установленных [2] (находящихся на линии, соответствующей классу 11) классов виртуальной нагрузки:

- элементы мостовых сооружений, численные значения силовых факторов которых определяются с использованием треугольных линий влияния с вершиной в середине их длины, в диапазоне пролетов разрезных и неразрезных пролетных строений до 63 м проектируются на нагрузки, превышающие нормативные реальные нагрузки на 3...37,5 %, а в диапазоне пролетов от 75 до 84 м на нагрузки не достигающие нормативных реальных нагрузок на 3...9 %;

- элементы мостовых сооружений, численные значения силовых факторов которых определяются с использованием треугольных линий влияния с вершиной в начале их длины, при пролетах до 30 м проектируются на нагрузки близкие к реальным и при пролетах более 30 м на нагрузки не достигающие реальных до 18 %.

Из выполненного анализа следует, что использование усредненных, или как их называют средневзвешенных, значений классов виртуальной нагрузки создает ситуации экономических рисков противоположных знаков, возможные последствия которых никто не исследовал.

Ведь запасы несущей способности у пролетных строений с разными пролетами и у разных элементов одних и тех же пролетных строений при использовании постоянных виртуальных нагрузок разные и при некоторых пролетах неприемлемы!

Если есть желание иметь какой-то дополнительный запас, то установите с запасом реаль-

ную нормативную нагрузку и проектируйте на нее все виды пролетных строений и их элементов. Степень надежности всех пролетных строений и их элементов будет одинакова. Перед мостами можно уверенно ставить достоверные знаки их грузоподъемности.

При использовании же постоянных виртуальных нагрузок степень надежности всех даже новых пролетных строений различна и неопределенна. Ведь на одной и той же дороге построенные новые мосты с использованием постоянной виртуальной нагрузки имеют различную грузоподъемность!

Вывод по п. 2:

1. Установление постоянного класса виртуальной нагрузки для различных длин и форм линий влияния из желания упростить расчеты приводит к тому, что пролетные строения с разными пролетами и их элементы проектируются на различные и не известные проектировщику нормативные нагрузки в виде поезда автомобилей.

2. Очевидное упрощение расчетов не оправдывает себя, в силу указанной выше неопределенности условий проектирования пролетных строений разных пролетов и их элементов.

3. Установленный национальным стандартом класс виртуальной нагрузки АК в виде постоянной величины вне связи с длиной и формой линий влияния не обеспечивает адекватных значений силовых факторов от нормативной нагрузки в виде поезда перспективных автомобилей, что вызывает необходимость её замены.

3. Проблемы учета динамических коэффициентов и коэффициентов надежности по нагрузке при вычислении расчетных силовых факторов с использованием введенных нормативных виртуальных нагрузок

Предварительно отмечу, что для строгого учета динамического взаимодействия транспортных средств с пролетными строениями мостов, необходимо знать ряд их параметров, влияющих на формирование частоты сил, возбуждающих колебания пролетных строений при проезде транспортных средств по мостовому сооружению. К ним, в первую очередь, следует относить данные о распределении массы транспортного средства между его осями, данные о жесткости подвесок или рессор кузова. Этих данных, к сожалению, в российских нормах проектирования мостов не было никогда. При совершенствовании норм проектирования крайне необходимо введение в нормы данных о

разнообразных динамических характеристиках транспортных средств. Нормативная нагрузка в формате АК непригодна для этого, так как она содержит не реальные, а виртуальные элементы нагрузки. В этом я вижу еще один повод для замены нормативной нагрузки в формате АК нормативной нагрузкой, приближенной по физическому смыслу реальному поезду транспортных средств.

При использовании же нормативной нагрузки АК расчетное значение любого силового фактора в элементах мостовых сооружений от реальной нагрузки представлялось возможным вычислить с использованием точного класса виртуальной нагрузки при загрузении соответствующей линии влияния по следующей очевидной формуле, дающий тот же результат вычислений, что и при использовании не виртуальной, а реальной нагрузки:

$$\begin{aligned} N_{\text{расч}} &= \eta(1+\mu)\gamma_{fp}K(N_{1p} + N_{1q}) = \\ &= \eta(1+\mu)\gamma_{fp} \frac{\sum P_i y_i}{(N_{1p} + N_{1q})} (N_{1p} + N_{1q}) = \\ &= \eta(1+\mu)\gamma_{fp} \sum P_i y_i. \end{aligned} \quad (5)$$

Заметим, что в вышеприведенной формуле динамический коэффициент и коэффициент надежности по нагрузке, численные значения которых определяются для реальной нагрузки на основе ясных физических соображений, используется для виртуальной нагрузки в равной мере, как для тележки, так и для равномерно распределенной нагрузки. При этом строгим учете физики явления обеспечивается равенство результатов вычисления силовых факторов при использовании реальной нагрузки и виртуальной нагрузки с точным значением её класса.

Но так как класс виртуальной нагрузки установлен постоянным для разных длин и форм линий влияния, то это уже вносит элемент неопределенности.

Кроме того, в действующих нормах [3] с моей точки зрения, необоснованно введены различные динамические коэффициенты и коэффициенты надежности для элементов виртуальной нагрузки. В проекте новых норм предлагается ввести один динамический коэффициент только к виртуальной тележке без необходимых физических обоснований.

Считаю, что выделить динамические коэффициенты для тележки и для равномерно распределенной нагрузки по физическим соображениям не представляется возможным, так как эти нагрузки виртуальны, они не существуют и

поэтому не могут создавать динамические эффекты.

Тем не менее, в действующих нормах [3] и в проекте СП 2009 предлагаются различные значения этих коэффициентов для равномерно распределенной нагрузки и для тележки.

Их численные значения при этом авторами СП 2009 определяются на основе математических соображений из нижеприведенного условия равенства численных значений расчетных силовых факторов от реальной и виртуальной нагрузок:

$$\eta(1+\mu)\sum P_i y_i = \eta K(N_{1p}k_p + N_{1q}k_q), \quad (6)$$

где $(1+\mu)$ – динамический коэффициент от реальной нагрузки, численное значение которого определяется по эмпирическим формулам в зависимости от величины пролета и материала пролетных строений; k_p, k_q – численные значения условных коэффициентов, используемых для учета динамического воздействия виртуальной нагрузки.

Далее принимается для равномерно распределенной нагрузки $k_q = 1$ и из полученного уравнения находится требуемое значение коэффициента k_p , при котором будет иметь место равенство:

$$(1+\mu)\sum P_i y_i = K(N_{1p}k_p + N_{1q}). \quad (7)$$

После подстановки значения K в уравнение (7) и сокращения на $\sum P_i y_i$ получим:

$$N_{1p}k_p = (1+\mu)(N_{1p} + N_{1q}) - N_{1q}. \quad (8)$$

Откуда получим:

$$K_p = (1+\mu) \left(1 + \frac{N_{1q}}{N_{1p}} \right) - \frac{N_{1q}}{N_{1p}} = (1+\mu) + \mu \frac{N_{1q}}{N_{1p}}. \quad (9)$$

Для изгибающего момента в любых пролетных строениях этот коэффициент будет иметь следующий вид:

$$K_p = (1+\mu) + \mu \frac{M_{1q}}{M_{1p}}, \quad (10)$$

а для разрезных пролетных строений с учетом схемы единичной виртуальной нормативной нагрузки с тележкой при $P = 1$ тс, расстояния между осями тележки 1,5 м и равномерно распределенной нагрузки $q = 0,1$ тс/м

$$K_p = (1 + \mu) + \mu \frac{M_{1q}}{M_{1p}} = (1 + \mu) + \mu \frac{L^2}{80(L/2 - 0,75)} \quad (11)$$

На рис. 5. приведены графики численного значения этого условного коэффициента и его компонентов для железобетонных и металлических пролетных строений при использовании нижеприведенных формул для динамического

коэффициента в зависимости от величины пролета:

– для железобетонных пролетных строений (с учетом норм Японии):

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{7}{20 + L}; \quad (12)$$

– для металлических пролетных строений (СНиП 2.05.03-84*):

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{15}{37,5 + L}. \quad (13)$$

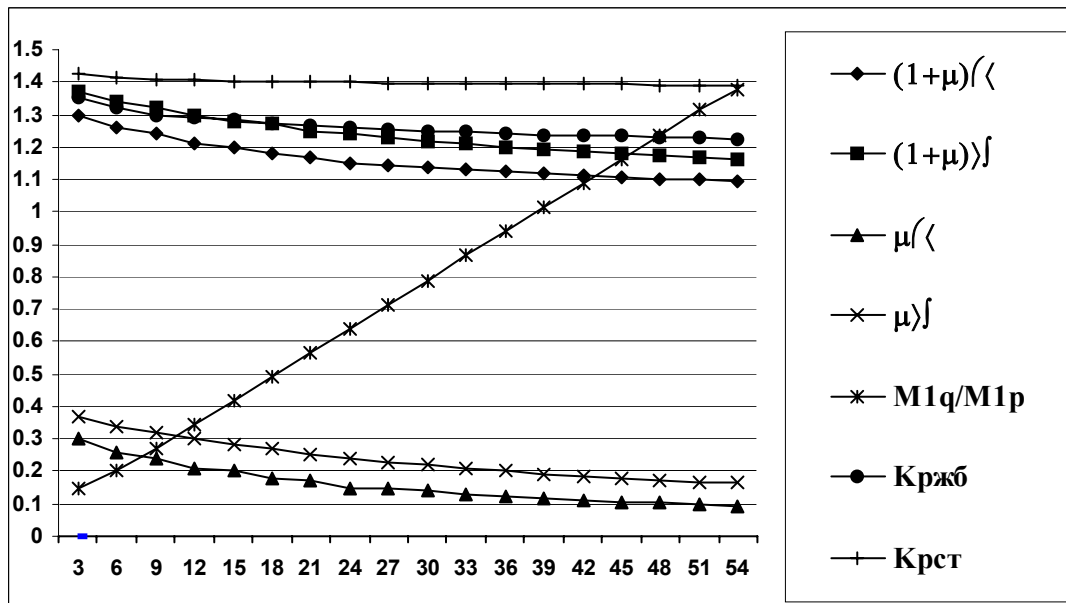


Рис. 5. График значений коэффициента K_p и его компонентов в зависимости от величины пролетов для железобетонных и металлических пролетных строений

При рассмотрении данных этих графиков таблицы видна существенная зависимость динамических коэффициентов $(1 + \mu)$ от величины пролета и материала пролетных строений, что согласуется с теоретическими положениями динамики сооружений.

Обнаруживается и относительное постоянство значений коэффициента K_p в функции величины пролета с учетом влияния второго члена формулы (11). Это послужило авторам СП 2009 основой для включения коэффициента K_p в качестве динамического коэффициента, что недопустимо с физической точки зрения. Динамический коэффициент зависит от величины пролета и материала сооружения, а также от многих других факторов, которые следует учитывать в расчетах в будущем на основе дополнительных исследований.

Введение в новые нормы проектирования коэффициента K_p в качестве динамического недопустимо по физическим соображениям,

математические соображения в рассмотренном случае приводят к нарушению физики явления.

Кроме того, и это очень важно, введение такого коэффициента в нормы проектирования поставит инженера проектировщика в положение, при котором он должен будет им пользоваться в противоречии с его знаниями по динамике сооружений.

Выводы по п. 3:

1. Введение коэффициента K_p в нормы проектирования мостов в качестве динамического недопустимо по физическим соображениям и вступает в противоречие со знаниями инженеров по динамике сооружений.

Во вновь разрабатываемых нормах проектирования мостовых сооружений необходимо лишь скорректировать имеющиеся эмпирические формулы для динамических коэффициентов, полученные при массовых динамических испытаниях мостовых сооружений из различных материалов и различных систем, и исполь-

зовать их в равной мере к обоим компонентам виртуальной нагрузки АК. При этом в новом СП 2009 связь динамических коэффициентов необходимо устанавливать в функции не длины линии влияния усилия, а величины пролетов, оказывающих влияние на частоту собственных колебаний.

2. Физически и методически обоснованные коэффициенты надежности по нагрузке, полученные ранее для реальных транспортных средств, должны также по изложенным выше физическим соображениям использоваться в равной мере к обоим элементам виртуальной нагрузки АК.

4. Проблемы использования введенных временных нормативных нагрузок при расчете выносливости элементов мостовых сооружений и при определении их остаточного ресурса

Расчет выносливости элементов мостовых сооружений и определение их остаточного ресурса возможен только при использовании реального размаха напряжений в элементах от воздействия реальных временных и постоянных нагрузок. Эти размахи напряжений создаются реально проходящими транспортными средствами. Они различны от различных транспортных средств. Накопления повреждений в элементах пролетных строений зависят от численности каждого вида транспортных средств.

Введенные нормативные нагрузки являются виртуальными, они не дают возможность определить реальный размах напряжений в элементах мостовых сооружений и поэтому не пригодны для расчетов на выносливость и на определение остаточного ресурса.

Для создания возможности производить адекватные расчеты на выносливость и определение остаточного ресурса необходимо в нормы проектирования ввести несколько групп нормативных нагрузок в виде достаточно реальных колонн автомобилей с различными массами. Наибольшая по массе группа должна быть использована для вычисления максимальных значений силовых факторов во всех элементах мостовых сооружений, по которым будут определены размеры всех элементов мостовых сооружений по условию прочности и устойчивости на общее и местное действие этой нагрузки. Остальные группы вместе с первой будут использованы для расчетов на выносливость элементов с учетом их вклада в накопле-

ние относительных повреждений в элементах конструкций.

Вывод по п. 4:

1. Нормативная нагрузка в формате АК не позволяет определить реальный размах напряжений в элементах мостовых сооружений, и поэтому не пригодна для расчетов на их выносливость и на определение их остаточного ресурса.

5. Заключение

1. Нормативная нагрузка для автодорожных мостов в современном виртуальном формате АК не обеспечивает возможности проектировать разнообразные мостовые сооружения и их элементы на одинаковые перспективные нагрузки, создала условия, при которых проектировщики не знают, на какую реальную нагрузку проектируются мостовые сооружения и их элементы, что создает экономические риски противоположных знаков.

2. Динамические коэффициенты и коэффициенты надежности по нагрузке представляется возможным назначить, определить экспериментально или теоретически для конкретного автомобиля или колонны автомобилей. По физическим соображениям не представляется возможным установить их численных значений для элементов виртуальной нагрузки в формате АК.

3. Нормативная нагрузка в формате АК, являясь виртуальной, не может быть использована для достоверных расчетов мостовых сооружений на их выносливость и срок их службы.

4. Необходимы постановка и выполнение научной работы с целью обоснования нормативных нагрузок для автодорожных мостовых сооружений с учетом перспективы их развития в ином, чем АК формате, лишенных выявленных в данной статье недостатков.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб [Текст]: СН200-62. – М.: МПС, 1962. – 328 с.
2. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы [Текст]. – М.: Госстрой СССР, ЦИПТ, 1985. – 200 с.
3. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы [Текст]. – М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2001. – 214 с.

Поступила в редколлегию 31.03.2010.

Принята к печати 07.04.2010.

СОВРЕМЕННЫЕ РЕШЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ МОСТОВОГО ПОЛОТНА АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Наведено зміни, внесені до зведення правил «Мости і труби», розроблені замість СНиП 2.05.03-84*, які стосуються мостового полотна мостових споруд: можливість відмови від тротуарів, зміни поперечних ухилів проїжджої частини та тротуарів, облаштування конструкцій дорожнього одягу з укладенням асфальтобетонного покриття на гідроізоляцію, облаштування дренажної системи.

Приведены изменения, внесённые в свод правил «Мосты и трубы», разработанные взамен СНиП 2.05.03-84*, касающиеся мостового полотна мостовых сооружений: возможность отказа от тротуаров, изменение поперечных уклонов проезжей части и тротуаров, устройство конструкции дорожной одежды с укладкой асфальтобетонного покрытия на гидроизоляцию, устройство дренажной системы.

The paper is dealt with the changes introduced into the code of regulations «Bridges and pipes» developed as alternative to SNiP 2.05.03-84* related to the bridge floor of bridge structures: the possibility of refusing sidewalks, the change in road and sidewalk cross falls, the building of road pavement structures with the placement of asphalt concrete coating over waterproofing, and the drainage system construction.

Термин «мостовое полотно» применительно к автодорожным мостовым сооружениям появился в 70-е годы прошлого столетия в процессе работы по созданию терминологического словаря для дорожного строительства (на 7 языках) в рамках программы научных исследований организации ОСЖД (Организация Содружества Железных Дорог). Этим термином объединены геометрические параметры и конструктивные элементы мостового сооружения, расположенные на плите проезжей части пролетного строения: габарит проезжей части, ширина тротуаров, конструкции тротуаров, ограждений, конструкции деформационных швов, дорожной одежды и одежды на тротуарах, система водоотвода, освещение, конструкции узлов сопряжения с насыпями подходов. И хотя этот термин представляется несколько «надуманным», совершенно очевидно, что все входящие в него элементы взаимосвязаны и функционально предназначены обеспечивать безопасное и комфортное движение транспортных средств и пешеходов, а также долговременную бездефектную эксплуатацию мостового сооружения. Требования к указанным элементам мостового полотна изложены в различных разделах СНиП 2.05.03-84*.

Уровень требований соответствует времени создания СНиПа – 1984, 1992 гг. Результаты научных исследований ученых в период после указанных дат находили отражение в методических документах, не все из которых получали

статус отраслевых, в связи с чем не были обязательными для применения.

В последние годы в России в связи с принятием в 2002 г. Федерального Закона «О техническом регулировании» неоднократно предпринимались попытки создания нового документа по проектированию мостовых сооружений, ориентированного на отечественную практику мостостроения с учётом климатических условий страны. В 2009 г. в Минрегионразвития РФ передан Свод правил «Мосты и трубы», разработанный ОАО «ЦНИИС» с участием автора настоящей статьи, в котором устранены ошибки и неоднозначности толкований отдельных положений, выявленных в процессе применения СНиП 2.05.03-84*, приведены требования к проектированию сооружений с учётом современного мирового и отечественного уровня развития техники и технологий в области мостостроения, с учётом современных условий рыночных отношений.

Принципиально новыми требованиями к мостовому полотну в разработанном документе являются: преимущественное применение поперечного профиля проезжей части и тротуаров на мостовом сооружении без перелома (отказ от встречных уклонов); отказ при отсутствии пешеходного движения от устройства тротуаров и служебных проходов (на путепроводных развязках, в отдалённых от населённых пунктов участках дорог) независимо от длины сооружения; применение ограждающих устройств с удерживающей способностью и высотой, соот-

ветствующими условиям применения (сооружение с тротуарами или без них), категории дороги, условий её проложения.

Применительно к конструкциям деформационных швов выдвинуто требование о недопустимости анкеровки их конструкций в толще дорожной одежды. В утвержденных Росавтодором Минтранса РФ в 2009 г. Методических рекомендациях (ОДМ 218.2.002-2009) изложены требования по анкеровке конструкций деформационных швов в несущих конструкциях пролетных строений и даны рекомендации по сопряжению конструкций дорожных одежд с конструкциями деформационных швов, а также по применению современных материалов в узлах их сопряжения, обеспечивающих повышенную долговечность этих узлов.

Наибольшие изменения касаются конструкции дорожной одежды на пролетных строениях с железобетонной плитой проезжей части.

В действующих до настоящего времени СНиП и типовых проектах железобетонных пролетных строений в качестве дорожной одежды проезжей части предусмотрена многослойная конструкция, включающая в себя выравнивающий бетонный слой, гидроизоляцию, бетонный армированный защитный слой, толщиной 40 мм и двухслойное асфальтобетонное покрытие толщиной 70 мм (рис. 1).

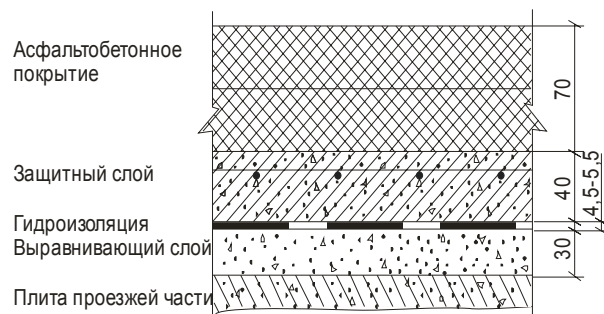


Рис. 1. Конструкция дорожной одежды с бетонным защитным слоем

Такое конструктивное решение вызвано уровнем технического развития отрасли мостостроения в целом и отрасли производства строительных материалов, в частности – гидроизоляционных.

В составе конструкций дорожных одежд практически во всех странах мира отсутствует защитный слой – асфальтобетонное покрытие уложено прямо на гидроизоляцию. Россия и страны постсоветского пространства до сегодняшнего дня в большинстве случаев применяют конструкции с бетонными слоями.

Бетонный защитный слой гидроизоляции необходим для возможности пропуска асфаль-

тоукладочной техники при устройстве покрытия.

Ещё в 80-е годы руководство отрасли мостостроения (Минтрансстрой СССР) пыталось приблизить конструктивные решения дорожных одежд на мостовых сооружениях к мировому уровню (Программы «Мировой уровень») и в рамках этих программ в единичных случаях специалистам удавалось отказаться от устройства над гидроизоляцией защитного слоя.

Что это давало, какая цель преследовалась? – Сократить сроки устройства дорожной одежды, которые, как и раньше, так и теперь, приходятся, как правило, на поздний осенний период.

С большими трудностями, с определёнными «ухищрениями» поставленная задача была выполнена на нескольких сооружениях, но широкого применения такое техническое решение в те годы не нашло. Причина была одна – выполнение гидроизоляции из материалов, по которым нельзя было пропустить асфальтоукладчики и при уплотнении на которых асфальтобетон не достигался необходимый коэффициент уплотнения.

Этот небольшой практический опыт, связанные с ним научные исследования позволили специалистам, в частности, автору настоящей статьи, сформулировать требования к гидроизоляционным материалам, которые могли бы позволить решить поставленную задачу.

В действующем до настоящего времени документе по устройству гидроизоляции – ВСН 32-81 нет материалов, обладающих способностью пропустить укладочную технику, работать в покрытии под нагрузкой без разрушения и в течение длительного периода эксплуатации обеспечивать защиту конструкции пролетного строения от воды, проникшей через дорожную одежду.

Отсутствие гидроизоляционных материалов необходимого качества явилось причиной многочисленных протечек в пролетных строениях, приводящих к деструкции бетона и крайне низким срокам межремонтных периодов и ранним выходам сооружений из строя (по данным МАДИ периода 80-х годов средний срок службы железобетонного пролетного строения не превышал 33 лет).

Подлинная революция в производстве гидроизоляционных материалов произошла в 1995 г., когда вступил в строй завод гидроизоляционных материалов «Изофлекс» в г. Кириши Ленинградской области.

Завод начал выпускать битумно-полимерные рулонные наплавляемые материалы, технология производства которых позволяет получать материалы с заданными физико-механическими характеристиками в широком диапазоне.

Первый выпущенный заводом кровельный материал «Изопласт» ТУ 5774-005-05766480-95 после первого же его применения в качестве гидроизоляционного на мостовом сооружении показал перспективные пути развития наплавляемых битумно-полимерных материалов. Материал «Изопласт», с откорректированными совместно специалистами завода и отдела Искусственных сооружений СоюздорНИИ свойствами, стал основным гидроизоляционным материалом в мостостроении. Для его применения было разработано «Руководство по устройству на мостовых сооружениях конструкции дорожной одежды с гидроизоляцией из материалов «Изопласт» и «Филизол», утвержденное Федеральным дорожным департаментом Минтранса РФ в 1996 г.

Основываясь на разработанных требованиях к гидроизоляции, на которую может быть уложено асфальтобетонное покрытие без бетонного защитного слоя, нами было сделано предложение заводу «Изофлекс» разработать гидроизоляционный материал, на который можно уложить асфальтобетонное покрытие. Такой материал был разработан и впервые применен в 1996 г. Он получил название «Мостопласт» ТУ 5774-028-01393697-99.

«Мостопласт» может быть применен во всех климатических зонах страны, температура хрупкости вяжущего, примененного для его изготовления, минус 32 °С. Он имеет высокую адгезию к основанию (не ниже рекомендованной СНиП 3.04.01-87 0,5 МПа), за счёт своей толщины 5,5 мм не разрывается над трещинами (деформативность 20 %), обладает высокой прочностью при разрыве (900/1000 Н), по нему может двигаться построечный транспорт и асфальтоукладочная техника.

В последствии был разработан материал «Техноэластмост Б» и «Техноэластмост С» ТУ 5774-004-17925162-2003, первый – для применения с бетонным защитным слоем, второй – для укладки на него асфальтобетона. Для возможности укладки на гидроизоляционный материал литого асфальтобетона в ТУ были внесены изменения, которые, к сожалению, привели к тому, что «Техноэластмост С» стал применим для укладки на него литого асфальтобетона, но при укладке на него уплотняемого

асфальтобетона не достигается его качественное уплотнение.

После широкого проведения работ с применением в строительстве «Мостопласта», «Техноэластмоста» и других аналогичных материалов в отделе Искусственных сооружений СоюздорНИИ были сформулированы требования к устройству конструкции дорожной одежды без устройства защитного бетонного слоя, которые широко внедряются в практику проектирования и строительства мостовых сооружений. При этом из конструкции одежды не просто исключён защитный слой, но толщина его (40 мм) приплюсована к толщине покрытия (70 мм), что дало в итоге толщину асфальтобетонного покрытия равную 110 мм (рис. 2).

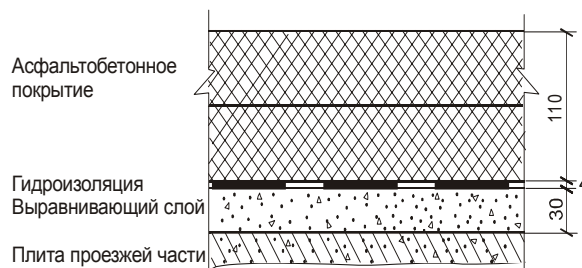


Рис. 2. Современная конструкция дорожной одежды

Практика эксплуатации мостовых сооружений показывает, что толщина покрытия, равная 70 мм, явно недостаточна, особенно в условиях современной высокой загрузки автомобильных дорог и под тяжёлыми нагрузками.

Руководящие документы по строительству автомобильных дорог свидетельствуют о том, что асфальтобетонное покрытие на бетонном основании успешно работает при толщине 120 мм, т.е. при отказе от защитного слоя мы приблизили толщину покрытия на мостовых сооружениях к указанной толщине.

Наблюдения за конструкциями дорожных одежд без защитного слоя показывают, что в таких конструкциях нет трещин, они более долговечны.

Начиная с 1996 г. на мостовых сооружениях начали применять дренажные системы для вывода воды из толщи дорожной одежды, проникающей на уровень гидроизоляции (патент № 2205913 «Устройство для удаления влаги из толщи дорожной одежды мостового сооружения»). Дренажная система состоит из расположенных в толще плиты проезжей части дренажных трубок, верх которых находится на уровне верха гидроизоляции, и дренажных каналов продольного и поперечного направлений (рис. 3). Применение дренажной системы осуществляется на основе «Рекомендаций по уст-

ройству дренажа на проезжей части мостовых сооружений» ООО «НПП СК МОСТ», 2003 г.



Рис. 3. Дренажный канал на ортотропной плите

Дренажные каналы выполняют из композиции, состоящей из щебня и эпоксидного компаунда, скрепляющего отдельные зерна щебня между собой. При этом материал канала обладает определённой прочностью и водонепроницаемостью. В настоящее время дренажные каналы выполняют из готовых дренажных брикетов «КОЗИНАКИ»[®] производства ООО «НПП СК МОСТ». Дренажные брикеты применены в т.ч. на Кайдакском мосту через реку Днепр в г. Днепропетровске при его ремонте (рис. 4).



Рис. 4. Дренажные брикеты

Опыт эксплуатации мостовых сооружений с дренажными системами показывает, что при

выполнении дренажных систем на мостовых сооружениях в покрытии нет такого большого количества трещин, как это имело место раньше.

Существенно разнятся по техническому состоянию покрытия на мостовых сооружениях и прилегающих участках дорог после дождя: покрытия на дорогах мокрые, а на мостовых сооружениях – влажные, без луж. Практика эксплуатации показывает, что долговечность дорожных одежд на мостовых сооружениях при устройстве дренажных систем увеличивается до 2...2,5 раз. Причем, как показали наблюдения, дренажная система функционирует и зимой (рис. 5).

а)



б)



Рис. 5. Работа дренажной трубки:
а) – летом; б) – зимой

В 2003 г. в процессе проектирования вантового моста через р. Неву в Санкт-Петербурге возник вопрос об уменьшении нагрузки на пролетное строение от конструкции дорожной одежды. Выполненные расчеты работы дорожной одежды на ортотропной плите показали, что в заданные весовые параметры можно вписаться при условии замены уплотняемого асфальтобетона литым. При строительстве моста конструкция дорожной одежды была выполнена с устройством защитно-сцепляющего слоя из рулонного гидроизоляционного материала

«Техноэластмост С», измененного для возможности укладки на него литого асфальтобетона с температурой 220 °С. В результате толщина асфальтобетонного покрытия была уменьшена до 90 мм. Такое техническое решение было применено также при строительстве сданного в эксплуатацию в 2009 г. моста через р. Волгу в г. Ульяновске.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы [Текст]. – Минстрой России, 1996.
2. Свод правил «Мосты и трубы» [Текст]: проект. – 2005.
3. Методические рекомендации по применению современных материалов в сопряжении дорожной одежды с деформационными швами мостовых сооружений [Текст]: ОДМ 218.2.002-2009. – Информавтодор, 2009.
4. Инструкция по устройству гидроизоляции конструкций мостов и труб на железных, автомобильных и городских дорогах [Текст] : ВСН 32-81. – М., 1982.
5. Руководство по устройству на мостовых сооружениях конструкции дорожной одежды с гидроизоляцией из материалов «Изопласт» и «Филизол» [Текст]. – ФДД, 1996.
6. СНиП 3.04.01-87. Изоляционные и отделочные покрытия [Текст]. – М.: Госстрой СССР, 1988.
7. Рекомендации по устройству дренажа на проезжей части мостовых сооружений [Текст]. – ООО «НПП СК МОСТ», 2003.
8. Технологический регламент устройства конструкций дорожной одежды на стальной ортотропной и железобетонной плитах проезжей части моста через р. Неву в г. Санкт-Петербурге [Текст]. – 2004.
9. Устройство конструкции дорожной одежды на мосту через р. Волгу в г. Ульяновске [Текст]: СТО 001-2009. – 2009.
10. Сахарова, И. Д. О конструкциях дорожных одежд на мостовых сооружениях с железобетонной плитой проезжей части [Текст] / И. Д. Сахарова // Информац. вестник «Мособл-госэкспертиза». – 2009. – Вып. № 4 (27). – С. 35-38.

Поступила в редколлегию 26.03.2010.

Принята к печати 06.04.2010.

О. Г. СИНЄОК, А. М. ГЕРАСИМЕНКО, В. Д. РЯБОКОНЬ, К. В. РЯБЦЕВ,
К. Ю. КОРЗІН (Інститут електрозварювання ім. Є. О. Патона НАН України, Київ),
О. В. ЗДОРЕНКО (ООО «ЕСАБ», Україна)

ВПРОВАДЖЕННЯ СУЧАСНИХ ЗВАРЮВАЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ ТА ТЕХНОЛОГІЙ ДЛЯ ЗВАРЮВАННЯ ПРОКАТУ ПІДВИЩЕНОЇ МІЦНОСТІ

Зварювальні матеріали, які, як правило, використовуються при виготовленні відповідальних будівельних металлоконструкцій, не завжди відповідають високим показникам властивостей прокату класів міцності С355-490 МПа. В роботі представлено результати дослідження застосування зварювальних матеріалів фірми «ЕСАБ» для автоматичного зварювання під флюсом прокату 06Г2Б ТУ У 27.1-05416923-085:2006.

Сварочные материалы, которые, как правило, используются при изготовлении ответственных строительных металлоконструкций, не всегда отвечают высоким показателям свойств проката классов прочности С355-490 МПа. В работе представлены результаты исследования применения сварочных материалов фирмы «ЭСАБ» для автоматической сварки под флюсом проката 06Г2Б ТУ В 27.1-05416923-085:2006.

Welding materials, which are as a rule used for making the responsible metal constructions, do not always meet the high indices of rolled steel properties of durability classes С355-490 МПа. In the paper the research results of application of welding materials produced by the firm «ESAB» for the automatic flux welding of rolled steel 06Г2Б ТУ В 27.1-05416923-085:2006 are presented.

Розвиток мостобудування безпосередньо пов'язаний з поліпшенням якості сталевих прокатів. Згідно з ДБН В.2.3-14:2006 «Мости та труби. Правила проектування» чинні з 02.01.2007 р. [1] в металевих конструкціях для елементів з прокатного металу слід застосовувати сталь відповідно до табл. 1.

У вітчизняному мостобудуванні, як правило, застосовують сталі марок 10ХСНД, 15ХСНД за ГОСТ6713. В основі легування цих сталей елементи – вуглець, кремній, марганець, хром, нікель, мідь. Досить широко для будівельних металлоконструкцій застосовується сталь 09Г2СД ГОСТ 19281.

Сучасним вимогам до матеріалів для відповідальних металлоконструкцій відповідають сталі нового покоління – економнолеговані сталі 06ГБД, 06Г2БД класу міцності С 355-490 за ТУ У 27.1-05416923-085:2006. Ці сталі відрізняються, від звичайно застосовуваних у вітчизняних металлоконструкціях, економним легуванням, високою надійністю, холодостійкістю, оптимальною зварюваністю.

Прокат 10ХСНД класу міцності 390 і 15ХСНД класу міцності 345 забезпечує високі характеристики міцності при значному легуванні дефіцитними Cr та Ni. ГОСТ 6713 – основний нормативний документ, що регламентує вимоги до металопрокату для мостових конструкцій, передбачає нормування міцності, пластичних властивостей і характеристик в'яз-

кості. Однак він не гарантує забезпечення опору крихкому руйнуванню металу при низьких температурах за результатами випробування на ударну в'язкість зразків з гострим надрізом (KCV). Нормативним документом ГОСТ 19281 гарантується ударна в'язкість сталей 10ХСНД, 15ХСНД по Шарпі (KCV) не нижче 40 Дж/см² тільки при температурах 0 і мінус 20 °С.

Листовий прокат 09Г2СД С345 має нижчі значення границі текучості і тимчасового опору в порівнянні зі сталями 10ХСНД, 15ХСНД. Ударна в'язкість прокату на зразках з гострим надрізом KCV нормується стандартом ГОСТ 19281 не нижче 40 Дж/см² при температурі випробування мінус 20 °С.

Прокат 06ГБД, 06Г2БД класів міцності С355-490 відповідно до ТУ У 27.1-05416923-085:2006 забезпечує показники ударної в'язкості KCV при мінус 20 °С – 98 Дж/см², при мінус 40 °С – 78 Дж/см², при мінус 60 °С – 59 Дж/см². Сталь поставляється з гарантованими значеннями характеристик міцності і пластичних властивостей у напрямку товщини, а також з гарантованим забезпеченням суцільності товстолистового прокату не нижче 1, 2 класів за ГОСТ 27727.

Прикладом застосування сталей нового покоління в металлоконструкціях мостів є будівництво автодорожнього моста через вхід у Гавань Подільського мостового переходу в місті Києві.

ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування (табл. 4. 1)

Марка сталі	Клас міцності	Товщина прокату		ДСТУ, ГОСТ, ТУ	Додаткові вимоги
		листового	фасонного		
1	2	3	4	5	6
16Д	235	до 20 вкл.		ГОСТ 6713	Згідно з приміткою до табл. 1*, 1.14, 1.16
16Д	225	21...40 вкл.		ГОСТ 6713	
16Д	215	41...60 вкл.		ГОСТ 6713	
15ХСНД	345	8...15 вкл.		ГОСТ 6713	
15ХСНД	335	16...50 вкл. 16...32 вкл.		ГОСТ 6713	
10ХСНД	390	8...15 вкл.		ГОСТ 6713	
10ХСНД-2	390	8...40 вкл.	8...15 вкл.	ГОСТ 6713	п.п. 2.2.1, 2.2.2, 2.2.3, 2.2.6, 2.2.9, 2.2.11, 2.3 згідно з ГОСТ 19281 клас суцільності 1, 2 по ГОСТ 22727
15ХСНД-12	345	до 32 вкл.	до 10 вкл.	ГОСТ 19281	
10ХСНД-12	390	до 40 вкл.	до 15 вкл.	ГОСТ 19281	
14Г2АФД	390	до 50 вкл.	-	ГОСТ 19281	
15Г2афдпс	390	до 32 вкл.	-	ГОСТ 19281	
09Г2д-12	295Д	до 32 вкл.	до 20 вкл.	ГОСТ 19281	
09Г2Сд-12	295Д	21...32 вкл.		ГОСТ 19281	п.п. 2.2.1, 2.2.2, 2.2.3, 2.2.6, 2.2.9, 2.2.11, 2.3 клас суцільності 1, 2 по ГОСТ 22727
09Г2Сд-12	325Д	від 10 до 20 вкл.		ГОСТ 19281	
09Г2д-12	325Д	до 10 вкл.		ГОСТ 19281	
09Г2Сюч-2	325	8 до 50 вкл.		ТУ У 322-16-127	клас суцільності 1, 2 по ГОСТ 22727
09Г2Сюч-2	355	8 до 50 вкл.		ТУ У 322-16-127	
09Г2Сюч-3	390	8 до 50 вкл.		ТУ У 322-16-127	
Е36	355	8 до 50 вкл.		ГОСТ 5521	
Е40	390	8 до 40 вкл.		ГОСТ 5521	
06ГБД	355	8 до 50 вкл.		ТУ У 27.1-05416923-085:2006	
06ГБД	390	8 до 50 вкл.		ТУ У 27.1-05416923-085:2006	
06Г2БД	440	8 до 50 вкл.		ТУ У 27.1-05416923-085:2006	
06Г2БД	490	8 до 50 вкл.		ТУ У 27.1-05416923-085:2006	

Ця інженерна споруда характерна тим, що вперше у вітчизняному мостобудуванні в основних металевих зварних конструкціях (головних балках) застосований листовий прокат двох різних марок сталей одного класу міцності С390: широко застосовуваної в мостобудуванні сталі 10ХСНД-2 ГОСТ 6713 і нової сталі 06ГБД ТУ У 27.1-054416923-085:2006.

Дослідження прокату 06ГБД, 06Г2БД ТУ У 27.1-05416923-085:2006, атмосферостійкої сталі 06Г2БДП ТУ У 27.1-05416923-078:2006 та порівняльний аналіз з широковідомими сталями 09Г2СД-12 ГОСТ 19281, 10ХСНД, 15ХСНД ГОСТ 6713 показали, що оптимальні службові характеристики, в тому числі зварюваність має прокат 06ГБД, 06Г2БД.

Сталі 06ГБД, 06Г2БД мають високі характеристики міцності і пластичні властивості, практично однакові в подовжньому, поперечному напрямі прокату. Звертає увагу істотне перевищення нормативних показників δ_5 , ψ , ψ_z і ударної в'язкості KCV.

Ударна в'язкість при температурі випробування мінус 40 °С на зразках з гострим надрізом типу Шарпі в поперечному напрямі прокату значно вища за вимоги технічних умов. Величина відносного звуження у напрямі товщини $\psi_z = 70 \%$, що визначає високу опірність прокату утворенню шаруватих тріщин [2, 3].

Комплекс механічних властивостей (σ_t , σ_b , δ_5 , KCV) металу зони термічного впливу сталі класу міцності С 390...440 МПа повною мірою забезпечується на рівні вимог ТУ У27.1-05416923-085:2006 при швидкостях охолодження зварних з'єднань (W6/5min) не нижче 10 °С/с без спеціальних технологічних прийомів. Ці значення швидкості охолодження узгоджуються з традиційними режимами ведення зварювальних робіт при ручному і механізованому в захисних газах зварюванні, а також для автоматичного зварювання під шаром флюсу.

Між тим, вітчизняні зварювальні матеріали, які, як правило, використовуються при виробництві відповідальних будівельних металоконструкцій, не завжди відповідають високим показникам властивостей прокату класів міцності С355-490 МПа. Це спричинило необхідність вибору зварювальних матеріалів, застосування яких забезпечить властивості металу зварного шва на рівні характеристик основного матеріалу.

Враховуючи сучасні тенденції зварювальної науки, появу на ринку нових зварювальних матеріалів та розширення спектру рекомендованих для використання в будівництві сталей підвищеної міцності, існує об'єктивна потреба в дослідженні та розробці технологій зварювання

з метою забезпечення оптимальних властивостей зварних з'єднань. В свою чергу, оптимізація зварювальних матеріалів та зварювальних технологій сталей підвищеної міцності дасть широку перспективу їх використання при виготовленні та монтажі будівельних металевих конструкцій та мостів.

Зниження металоемкості металоконструкцій, завдяки використанню сталей підвищеної міцності, забезпечення високих характеристик міцності зварних з'єднань металоконструкцій за рахунок оптимізації технологій зварювання та зварювальних матеріалів дозволить підвищити експлуатаційний ресурс мостів і інших будівельних конструкцій.

В ІЕЗ ім. Є. О. Патона проводяться комплексні дослідження та розробка технологій зварювання прокату підвищеної міцності марок 06ГБД, 06Г2БД з застосуванням сучасних зварювальних матеріалів у тому числі зварювального дроту та флюсів виробництва фірми «ЕСАБ».

Для зварювання під флюсом низьковуглецевих та низьколегованих сталей концерн «ЕСАБ» рекомендує алюмінатно-фосфатний флюс OK Flux 10.71.

OK Flux 10.71 – агломерований основний флюс для дугового зварювання під флюсом, виконання одно- та багатопрхідних зварних швів прокату різної товщини. Він може використовуватися в комбінації з різним дротом, як суцільного перерізу, так і порошковим дротом, а тому придатний для зварювання більшості категорій нелегованих та низьколегованих сталей. Флюс OK Flux 10.71 поєднує в собі високі пластичні характеристики наплавленого металу, оптимальні зварювально-технологічні властивості та забезпечує плавний перехід від наплавленого металу до основного. Задовільне відокремлення шлаку та незначне легування Si та Mn – якості, які дають відмінний результат при застосуванні флюсу для багатопрхідного зварювання товстостінних металоконструкцій. Незначна лускатість наплавленого металу дозволяє виконувати зварювання на високих швидкостях при задовільних значеннях ударної в'язкості. Типовий хімічний склад наплавленого металу дротом OK Autrod під флюсом OK Flux 10.71 наведено в табл. 2.

В цивільному будівництві OK Flux 10.71 є одним з найбільш широко застосовуваних флюсів. Його застосовують для зварювання високоміцних конструкційних сталей, а також для зварювання стійкого проти атмосферної корозії прокату, наприклад для мостових металоконструкцій.

Типовий хімічний склад наплавленого металу

Поєднання флюсу ОК Flux 10.71 з дротом ОК Autrod	Масова доля елементів, %			
	C	Si	Mn	Mo
ОК Autrod12.10	0,08	0,2	0,9	-
ОК Autrod12.20	0,08	0,2	1,3	-
ОК Autrod12.22	0,08	0,4	1,3	-
ОК Autrod12.24	0,08	0,3	1,3	0,4
ОК Autrod12.32	0,09	0,4	1,6	-
ОК Autrod12.34	0,10	0,3	1,6	0,4

В лабораторних умовах ІЕЗ було заварено стикові з'єднання автоматичним зварюванням дротом ОК Autrod під флюсом Flux 10.71, кореневі проходи виконано напівавтоматичним зварюванням в захисному газі CO₂ дротом СВ-08Г2С діаметром 1,2 мм. Результати дослідження

службових властивостей зразків зварних з'єднань представлено в табл. 3.

На рис. 1. представлено порівняльний аналіз результатів досліджень ударної в'язкості металу шва та ЗТВ зварних з'єднань прокату 06Г2Б С 440 МПа, виконаних автоматичним зварюванням різними присадними матеріалами.

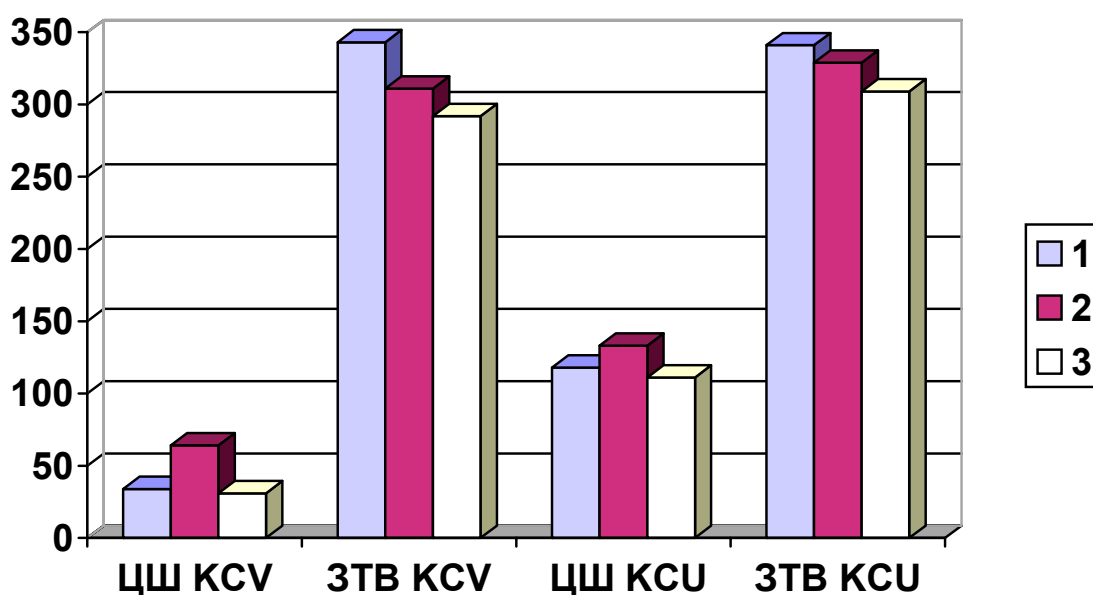


Рис. 1. Ударна в'язкість KCV, KCU (Дж/см²) металу шва і ЗТВ зварних з'єднань сталі 06Г2Б С440 (температура випробування мінус 40 °С):
1 – ОК Autrod 12.20, Ø 3 мм/ ОК Flux 10.71; 2 – ОК Autrod 12.32, Ø 5 мм/ ОК Flux 10.71;
3 – СВ-08Г1НМА, Ø 4 мм/ АНК-561

Оптимальні властивості зварних з'єднань для сталі 06Г2Б даного класу міцності отримані при поєднанні ОК Autrod 12.32, Ø 5 мм + ОК Flux 10.71.

Проведені дослідження механічних властивостей зварних з'єднань, виконаних автоматичним зварюванням під флюсом марки ОК Flux 10.71 в комбінації зі зварювальним дротом

ОК Autrod 12.20 та ОК Autrod 12.32 дозволили зробити наступний висновок:

1. Керамічний флюс марки ОК Flux 10.71 має високі зварювально-технологічні властивості, забезпечує легке збудження зварювальної дуги та стабільність горіння. Валики зварних швів шва мають рівномірну лускату форму з плавним переходом до основного металу.

Результати випробувань зварних з'єднань прокату сталі 06Г2Б С 440

№ з/п	Прокат, товщина	Зварювальні матеріали: дріт/флюс	Метал зварного шва				Зварне з'єднання		Ударна в'язкість, Дж/см ²			
			$\sigma_{\text{т}}$, МПа	$\sigma_{\text{в}}$, МПа	δ_5 , %	ψ , %	$\sigma_{\text{в}}$, МПа	Кут згину, град.	КСУ при $T = -40^\circ\text{C}$	ЗТВ	Центр шва	ЗТВ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	06Г2Б С440 20 мм	OK Autrod 12.20, Ø 3 мм/ OK Flux 10.71	527,2	593,1	28,3	71,6	538,0	180	51,1	343,5	110,6	335,5
			539,4	596,1	25,0	71,5	539,5	180	29,9	343,1	186,7	345,2
									23,1	343,2	60,5	343,5
2	06Г2Б С440 20 мм	OK Autrod 12.32, Ø 5 мм/ OK Flux 10.71	556,1	633,3	27,0	73,2	609,4	180	63,3	310,9	139,1	317,8
			544,6	629,8	20,3	65,9	592,3	180	56,2	321,8	145,7	327,2
			535,9	617,4	24,7	71,6			70,4	303,5	117,3	344,3
3	06Г2Б С440 20 мм	Св-08ГІНМА, Ø 4 мм/ АНК-561	604,9	698,2	25,3	66,1	582,1	180	33,8	300,2	108,2	305,5
			604,9	693,0	24,7	66,1	580,7	180	34,0	285,0	114,9	317,1
			590,4	677,5	26,0	68,0			24,3	289,5	110,4	307,6

2. Показники міцності металу шва і зварного з'єднання на рівні характеристик основного металу прокату 06Г2Б С 440 за ТУ У 27.1-054416923-085:2006. Кут згину та відносне подовження металу шва зварних з'єднань задовольняє вимоги регламентовані НТД в мостобудуванні (ВСН 169-80; СНиП 3.06.04-91).

3. Зварні з'єднання, виконані автоматичним зварюванням під флюсом марки ОК Flux 10.71 з застосуванням дроту ОК Autrod 12.20 та ОК Autrod 12.32 забезпечують вимоги НТД в мостобудуванні щодо ударної в'язкості (КСУ при температурі випробування мінус 40 °С не нижче 29 Дж/см²) як по металу шва, так і в зоні термічного впливу.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Державні будівельні норми України. Мости та труби. Правила проектування [Текст]: ДБН В.2.3-14:2006. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мінбуд України, 2007. – 348 с.
2. Ковтуненко, В. А. Высокопрочная экономнолегированная сталь 06Г2Б С $\sigma_t > 440$ МПа для мостостроения [Текст] / В. А. Ковтуненко, А. М. Герасименко, А. Г. Синеок // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 2004. – № 69. – С. 106-113.
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.

Надійшла до редколегії 15.03.2010.

Прийнята до друку 22.03.2010.

В. Р. СКАЛЬСЬКИЙ, Д. В. РУДАВСЬКИЙ, П. Я. ГАЛАН, І. М. ЛЯСОТА,
П. П. ВЕЛИКИЙ, Я. Д. ТОЛОПКО (Фізико-механічний інститут ім. Г. В. Карпенка
НАНУ, Львів)

ОЦІНКА РОЗВИТКУ ВТОМНОГО РУЙНУВАННЯ В'ЯЗКИХ КОНСТРУКЦІЙНИХ СТАЛЕЙ

В роботі описано методику випробувань призматичних зразків сталі великогабаритних конструкцій для побудови кінетичних діаграм втомного руйнування цих матеріалів. Отримані кінетичні діаграми апроксимовано аналітичними залежностями із невідомими параметрами, які знайдено методом найменших квадратів.

В работе описано методику испытаний призматических образцов стали крупногабаритных конструкций для построения кинетических диаграмм усталостного разрушения этих материалов. Полученные кинетические диаграммы аппроксимировано аналитическими зависимостями с неизвестными параметрами, найденными методом наименьших квадратов.

The procedure for testing the prismatic steel specimens of heavy constructions to build the kinetic diagrams of fatigue fracture is described in the paper. The kinetic diagrams obtained have been approximated by analytical dependences with unknown parameters, which were found using least squares method.

Вступ

Протягом останніх десятиліть бурхливо розвиваються дослідження механіки руйнування конструкційних матеріалів. Це зумовлено особливою практичною цінністю отриманих в цій області теоретичних та експериментальних результатів, великим значенням їх для створення методик оцінки працездатності інженерних конструкцій.

При оцінці довговічності металевих елементів сучасних великогабаритних конструкцій ключову роль відіграє, побудована для їх матеріалу, кінетична діаграма втомного руйнування (КДВР). Така діаграма забезпечує дослідників основною інформацією про характер втомного руйнування даного металевих матеріалу подібно як діаграма розтягу – про процес деформації та крім того безпосередньо застосовується при визначенні живучості елементів металоконструкцій, що циклічно навантажують. У відповідності із концепцією механіки руйнування довговічність конструкції призначеної для експлуатації в режимі багаточиклового навантаження обумовлюється насамперед опірністю матеріалу поширенню тріщин у припороговій області, що відповідає І-й ділянці КДВР [1]. Тому для розрахунку довговічності при багаточиклової втомі дослідниками приділяється особлива увага саме припороговій ділянці при побудові КДВР.

Апроксимуючи експериментально побудовану КДВР відповідною аналітичною залежністю $V = V(\Delta K_I)$ можна легко визначити залиш-

кову довговічність елемента металоконструкції із тріщиною за формулою [2]:

$$N_d = \int_{l_0}^{l_c} V^{-1}(\Delta K_I[l]) dl, \quad (1)$$

де l_0 , l_c – початковий та кінцевий розміри тріщини, відповідно.

В даній роботі описано теоретико-експериментальну методику побудови КДВР зразків із сталі st 3852 (рис. 1, а), вирізаних із напруженого елемента стріли підйомного крану портового обладнання (час експлуатації близько 250 тис. год.), а також зі сталі 09Г2С (вихідний стан).

В експериментальних дослідженнях застосовували випробувальну установку (рис. 1, б) для вивчення процесів зародження та розвитку втомних тріщин у балкових зразках прямокутного поперечного перерізу. Випробування проводились за постійної деформації, коли коефіцієнт інтенсивності напружень (КІН) монотонно змінюється з ростом тріщини [3] (так зване жорстке навантаження).

Опис установки

За конструкційним принципом дії установка нагадує силову схему машин типу Шенк-Ерлінгер [4]. Вона може працювати за схемою консольного чи чистого згинів. На рис. 1, в показано кінематичну схему установки та її загальний вигляд з блоком вимірювання. Зразок 6 із конструкційного матеріалу одним кінцем жорс-

тко фіксують у нерухомому захопі 7, а іншим – у привідному важелі 4, 5 який тягою 3 з'єднаний з ексцентриком 2, останній жорстко закріплений на валу двигуна 1. Зразок розташовують так, щоб послаблений концентратором напружень переріз був посередині просвіту між захопами. Важіль може повертатися навколо осі своєї фіксації під час циклічного навантаження зразка на шарнірних опорах. Вузли та блок управління випробувальною установкою змонтовані на одній основі і дають можливість вимірювати частоту циклів навантаження та його величину, кількість циклів за період випробувань або за заданий оператором проміжок часу.

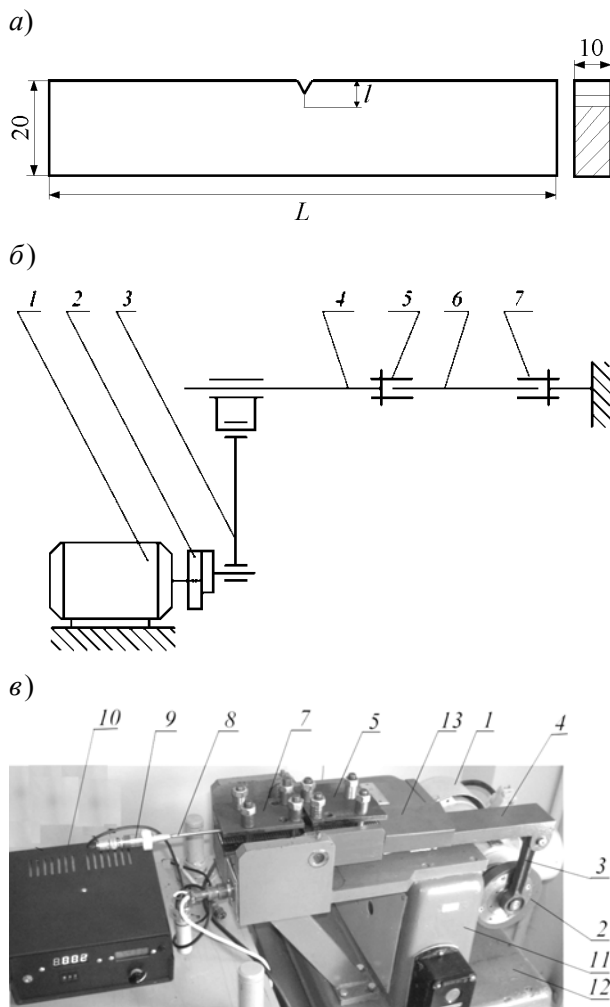


Рис. 1. Схематичне зображення зразка для випробувань (а); кінематична схема установки (б) та її загальний вигляд (в): 1 – електродвигун; 2 – ексцентрик; 3 – шатун; 4 – важіль; 5 – рухомий захоп; 6 – зразок; 7 – нерухомий захоп; 8 – хвилевід сигналів АЕ; 9 – первинний перетворювач АЕ; 10 – вимірювальний модуль; 11 – стійка; 12 – станина; 13 – кожух тензометричного вимірювального моста

Величина переміщень важеля задається оператором перед початком випробувань. Важіль

має можливість через вилку здійснювати коливання разом із затиснутим у ньому кінцем балкового зразка. Коливний рух важеля із необхідною амплітудою передається з ексцентрикового механізму, який приводиться в обертання електродвигуном. Зміна зусилля навантаження здійснюється зміною ексцентриситету ексцентрика. Передбачена можливість зміни частоти навантаження та його величини за зміною деформації. На рис. 2 показано структурну схему блока управління.

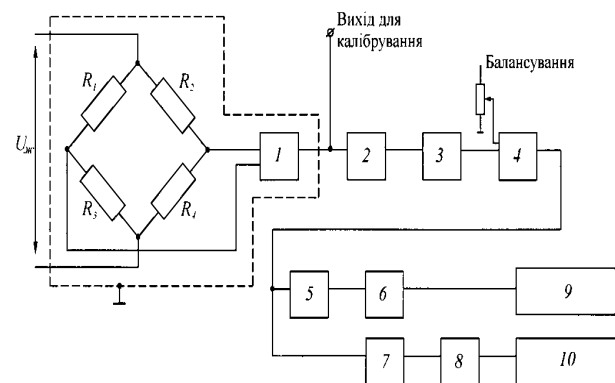


Рис. 2. Структурна схема блока управління випробувальної установки:

1 – інструментальний підсилювач; 2 – фільтр високих частот; 3 – смуговий фільтр; 4, 6, 7 – підсилювач; 5 – детектор; 8 – компаратор; 9 – вольтметр; 10 – лічильник; $R_1 \dots R_4$ – тензорезистори

Блок управління виконаний на сучасній елементній базі й дозволяє з необхідною точністю вимірювати режими циклічного навантаження зразків конструкційних матеріалів. Тензометричні резистори R_1, R_2, R_3, R_4 наклеєні безпосередньо на важіль випробувальної машини таким чином, що дають можливість одержати максимальну чутливість вимірювального тензомоста, який живиться напругою 12 В (опір тензорезисторів ~ 400 Ом). Інструментальний підсилювач AD620 1 з коефіцієнтом підсилення $\eta = 50$ забезпечує чутливість 0,3 В на 100 кг сили деформації важеля. Вихід інструментального підсилювача виведено на задню панель пристрою. Налаштування інструментального підсилювача дає можливість тарувати установку і встановлювати задані початкові навантаження.

Для зменшення впливу шумів сигнал з виходу інструментального підсилювача фільтрується в фільтрах 2 і 3 підсилюється підсилювачем 4. Детектор середнього значення 5 виділяє середнє значення сигналу навантаження зразка (по змінній складовій), яке масштабується підсилювачем 6 і вимірюється вольтметром 9. Масштабування встановлено так, що індикатор

вольтметра показує середнє значення зміни навантаження на важелі.

Для підрахунку циклів навантаження змінний сигнал підсилюється в підсилювачі 7 і за допомогою компаратора 8 перетворюється в прямокутні імпульси. Кількість імпульсів виводиться на табло лічильника, який дозволяє зареєструвати максимально 99 000 000 циклів навантаження.

Технічні характеристики установки

Максимальне зусилля на важелі.....3,0 кН
Тип зразка балковий
Частота навантаження.....0,1...100 Гц
Габарити 680×445×490 мм
Вага.....560 Н

Обробка результатів випробувань

На основі проведених випробувань для трьох однакових призматичних зразків сталі st 3852 були отримані дані швидкостей та відповідні їм значення довжин поширення втомної тріщини. Ці довжини були перераховані у відповідні значення розмаху КІН за наступними формулами [5]

$$\Delta K_I(l) = (1 - R) K_{I \max}(l), \quad (2)$$

де R – асиметрія циклу навантаження;

$$K_{I \max}(l) = \frac{6 \cdot 10^{-6} \cdot M_{\max}}{t \cdot b^{1,5}} \cdot F\left(\frac{l}{b}\right),$$

де

$$F\left(\frac{l}{b}\right) = \left(\frac{l}{b}\right)^{1/2} \left(1,99 - 2,47 \cdot \frac{l}{b} + 12,97 \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^2 - 23,17 \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^3 + 24,80 \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^4\right)$$

– безрозмірна поправочна функція; $M_{\max}$ – максимальне значення згинного моменту у поперечному перерізі, що відповідає тріщині; b та t – висота та товщина зразка відповідно (див. рис. 1, а).

Побудовані таким чином КДВР сталі st 3852 наведені на рис. 3.

Для апроксимації експериментально отриманих даних було запропоновано наступне співвідношення [6]:

$$V(\Delta K_I) = V_0 \cdot \left(\frac{\Delta K_I - K_{th}}{K_{fc} - \Delta K_I} \right)^q, \quad (3)$$

де V_0, q – параметри апроксимації, що були визначені методом найменших квадратів.

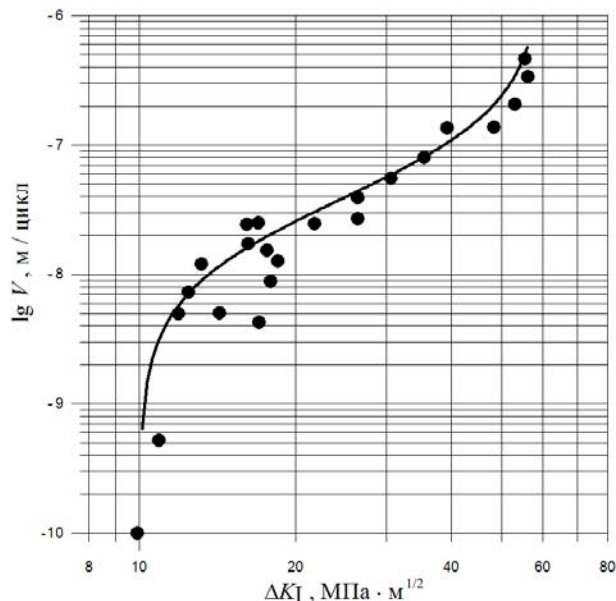


Рис. 3. КДВР сталі st 3852:
точки – експериментальні дані; суцільна лінія – рівняння (3), де $V_0 = 7,88 \cdot 10^{-8}$ (м/цикл), $q = 0,81$

Аналогічні випробування були проведені для побудови КДВР сталі 09Г2С (рис. 4).

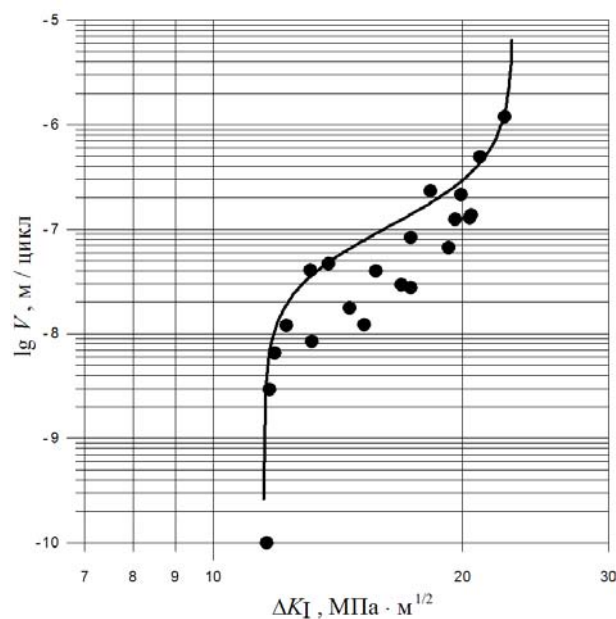


Рис. 4. КДВР сталі 09Г2С:
точки – експериментальні дані; суцільна лінія – рівняння (3), де $V_0 = 1,36 \cdot 10^{-7}$ (м/цикл), $q = 0,74$

Висновки

1. Напрацьована сталь st 3852 має рівень порогового значення КІН, що не перевищує 10 МПа·м^{1/2} і є меншим приблизно на 11 % від аналогічного показника для ненапрацьованої сталі 09Г2С, а величина критичного значення

$K_{IH} - K_{fc}$ для сталі st 3852 є вищою, ніж у сталі 09Г2С. Це свідчить про високі характеристики опору поширення втомної тріщини сталі st 3852 навіть у напрацьованому стані.

2. Швидкість росту втомної тріщини за циклічного навантаження у сталі 09Г2С вища, ніж у сталі st 3852, що підтверджує її низьку стійкість до втомного руйнування.

3. Створена випробувальна установка забезпечує дослідження зразків на зародження та поширення втомних тріщин у конструкційних матеріалах з одночасним реєструванням необхідної інформації – кількості циклів та рівня навантаження. Завдяки конструкційним рішенням зведено до мінімуму власні шуми установки, що дозволяє ефективно застосовувати метод АЕ для моніторингу розвитку тріщини від моменту її зародження і аж до руйнування зразка.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Ярема, С. Я. Исследование роста усталостных трещин и кинетические диаграммы усталостного разрушения [Текст] / С. Я. Ярема // Физ.-хим. механика материалов. – 1977. – № 4. – С. 3-21.
2. Андрейкив, А. Е. Усталостное разрушение и долговечность конструкций [Текст] / А. Е. Андрейкив, А. И. Дарчук. – К.: Наук. думка, 1992. – 183 с.
3. Методы и средства оценки трещиностойкости конструкционных материалов [Текст]: сб. науч. тр. / под. ред. В. В. Панасюка. – К.: Наук. думка, 1981. – 314 с.
4. Серенсен, С. В., Машины для испытаний на усталость [Текст] / С. В. Серенсен, М. Е. Гарф, Л. А. Козлов. – М.: Машгиз, 1957. – 404 с.
5. Расчеты и испытания на прочность в машиностроении. Методы механических испытаний металлов. Определение характеристик сопротивления развитию трещины (трещиностойкости) при циклическом нагружении [Текст]: метод. указ. – Львов: ФМИ АН УССР, 1979. – 115 с.
6. Механика разрушения и прочность материалов [Текст] : справ. пособие в 4 т. – К.: Наук. думка, 1988.– Т. 1: Основы механики разрушения / В. В. Панасюк, О. Е. Андрейкив, В. З. Партон. – 488 с.

Надійшла до редколегії 02.04.2010.

Прийнята до друку 19.04.2010.

В. Р. СКАЛЬСЬКИЙ, О. М. СТАНКЕВИЧ (Фізико-механічний інститут ім. Г. В. Карпенка НАНУ, Львів)

ВИЗНАЧЕННЯ ПЕРЕМІЩЕНЬ НА ПОВЕРХНІ ПІВПРОСТОРУ, СПРИЧИНЕНИХ УТВОРЕННЯМ ВНУТРІШНЬОЇ ТРІЩИНИ СКРУТУ

Розглянуто динамічну задачу про визначення хвильового поля переміщень на поверхні пружного півпростору, спричиненого утворенням внутрішньої тріщини. Задача розв'язана методом граничних інтегральних рівнянь. Отримано та проаналізовано залежності між параметрами переміщень точок поверхні тіла та функціями розкриття поверхонь дефекту.

Рассмотрена динамическая задача определения волнового поля перемещений на поверхности упругого полупространства, обусловленного образованием внутренней трещины. Задача решена методом граничных интегральных уравнений. Получены и проанализированы зависимости между параметрами перемещений точек поверхности тела и функциями раскрытия поверхностей дефекта.

The dynamic problem on determination of the wave field of displacements on the surface of the elastic half-space caused by an inner crack nucleation is presented. The problem is solved using boundary integral equations. The relationships between the parameters of displacements of the body surface points and the functions of opening of the defect walls are derived and analyzed.

Технічне діагностування є важливою віхою моніторингу стану конструкцій, оскільки воно дає змогу не лише відслідковувати стадії зародження та розвитку пошкоджень у тілах, а й дозволяє прогнозувати їх залишковий ресурс і рекомендувати оптимальні режими експлуатації. Основу такого діагностування складає неруйнівний контроль, серед різноманіття способів якого варто виокремити метод акустичної емісії (АЕ) [1–3]. Він ґрунтується на явищі випромінювання пружних хвиль розривами суцільності середовища (дефекти структури типу тріщин, порожнин, тощо) як на етапах виникнення, так і подальшого їх розвитку та поширення. Використовуючи строгий математичний апарат, метод АЕ дозволяє ефективно відстежувати отримані сигнали та після відповідної їх обробки проводити вірогідну інтерпретацію щодо аналізу пошкодженості конструкцій.

Важливою запорукою успішного застосування такого підходу є створення відповідних математичних моделей, які адекватно описують явище утворення у навантаженому тілі структурних дефектів, досліджують ініційоване ними пружне поле переміщень, встановлюють залежності між характеристиками дефектів та параметрами АЕ [4].

Розглянемо тривимірну динамічну задачу теорії пружності про утворення у півпросторі з вільною поверхнею тріщини. Вибрана модель півбезмежного тіла добре описує поведінку реальних великогабаритних конструкцій на кшталт транспортних тунелів, фундаментів ін-

женерних споруд тощо. Нехай пружний півпростір містить дискову тріщину радіуса a , яка займає область S_1 , паралельну до поверхні S_0 тіла та розташовану на глибині d (рис. 1).

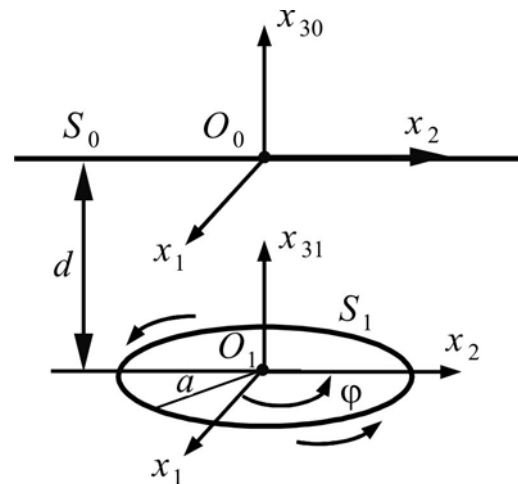


Рис. 1. Схема задачі

Декартову систему координат $O_1 x_1 x_2 x_{31}$ вибрано так, щоб область S_1 містилась в площині $x_1 O_1 x_2$. Утворення дефекту в часі t моделюємо заданням стрибків $\Delta u_{j1}(x, t)$, $j = \overline{1, 3}$ протилежних поверхонь тріщини в напрямках $O_1 x_j$. Обмежимося випадком розкриття в тілі тріщини скруту з нерухомим контуром. Зародження такого типу дефекту може бути спричинене крутними навантаженнями, які виникають у фундаментах споруд при їх неоднаковій

осадці від нерівномірного просідання ґрунту, підтоплення ґрунтовими водами тощо.

Поставлена задача зводиться до розв'язування диференціального рівняння руху відносно вектора $\mathbf{u}(u_1, u_2, u_3)$ пружних переміщень

$$\Delta_3 \mathbf{u} + \frac{1}{1-2\nu} \text{grad div } \mathbf{u} = \frac{\rho}{G} \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2} \quad (1)$$

з такими крайовими умовами:

$$\begin{aligned} \sigma_{j3}(x_0, t) &= 0, \quad j=\overline{1,3}, \quad x_0 \in S_0; \\ \Delta u_{j1}(x, t) &= (\delta_{1j} x_2 - \delta_{2j} x_1) \sqrt{a^2 - x_1^2 - x_2^2} f(t); \\ j &= 1, 2, \quad \Delta u_{31}(x, t) = 0, \quad x \in S_1, \end{aligned} \quad (2)$$

де ν, ρ, G – відповідно коефіцієнт Пуассона, густина і модуль зсуву матеріалу тіла;

$\Delta_3 = \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_3^2}$ – тривимірний Лапласів

оператор; δ_{ij} – Кронекерів символ; σ_{j3} – компоненти тензора напружень; $f(t)$ – функція розкриття в часі поверхонь тріщини. Початкові умови задачі вважаємо нульовими. Наявність кореневої особливості в (2) забезпечує відсутність стрибка переміщень в точках контуру тріщини [5].

Задачу розв'язували з використанням інтегрального перетворення Фур'є за часом. При цьому співвідношення (1), (2) набувають вигляду:

$$\begin{aligned} \Delta \tilde{\mathbf{u}} + \frac{1}{1-2\nu} \text{grad div } \tilde{\mathbf{u}} + \omega^2 \frac{\rho}{G} \tilde{\mathbf{u}} &= 0; \quad (3) \\ \tilde{\sigma}_{j3}(x_0, \omega) &= 0, \quad x_0 \in S_0; \\ \Delta \tilde{u}_{j1}(x, \omega) &= (\delta_{1j} x_2 - \delta_{2j} x_1) \sqrt{a^2 - x_1^2 - x_2^2} \tilde{f}(\omega); \\ \Delta \tilde{u}_{31}(x, \omega) &= 0, \quad x \in S_1, \end{aligned} \quad (4)$$

де $\omega \in (-\infty, +\infty)$ – параметр інтегрального перетворення; $\tilde{g}(\omega)$ – Фур'є-трансформанта функції $g(t)$. Розв'язок задачі (3), (4) додатково повинен задовольняти певним змішаним крайовим умовам. Зокрема, якщо поверхні тріщини навантажені лише нормальними зусиллями, то переміщення $u_3=0$ поза тріщиною в площині її розташування, а напруження $\sigma_{13}=0$, $\sigma_{23}=0$ у всій площині. Якщо ж поверхні тріщини зазнають дії зсувних зусиль, то $u_1=0$, $u_2=0$ поза тріщиною в площині її розташуван-

ня, а напруження $\sigma_{33}=0$ у всій площині. Враховуючи вищесказане, розв'язок задачі (3), (4) вибрано у вигляді інтегральних представлень:

$$\begin{aligned} \tilde{u}_{j0}(x, \omega) &= \frac{2}{\omega_2^2} \left[\frac{\omega_2^2}{2} \frac{\partial P_{j0}^2}{\partial x_{30}} + \left(\Delta_2 + \frac{\omega_2^2}{2} \right) \frac{\partial P_{30}^1}{\partial x_j} - \right. \\ &\quad \left. - \left(\Delta_2 + \omega_2^2 \right) \frac{\partial P_{30}^2}{\partial x_j} \right] + \frac{\partial P_{j1}^2}{\partial x_{310}}, \quad j=1, 2; \\ \tilde{u}_{30}(x, \omega) &= \frac{2}{\omega_2^2} \frac{\partial}{\partial x_{30}} \left[\Delta_2 (P_{30}^1 - P_{30}^2) + \frac{\omega_2^2}{2} P_{30}^1 \right]. \end{aligned} \quad (5)$$

В (5) наведені такі позначення:

$$P_{jk}^n(x_{k0}, \omega) = \iint_{S_k} \Delta \tilde{u}_{jk}(\xi, \omega) \frac{\exp(i\omega_n |x_{k0} - \xi|)}{|x_{k0} - \xi|} dS_\xi,$$

$j=\overline{1,3}$, $k=0,1$, $n=1,2$ – Гельмгольцеві потенціали [5]; $\omega_n = \omega/c_n$ – хвильове число;

$c_1 = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} c_2$ і $c_2 = \sqrt{G/\rho}$ – швидкості поширення у тілі поздовжньої і поперечної об'ємних пружних хвиль;

$$|x_0 - \xi| = \sqrt{(x_1 - \xi_1)^2 + (x_2 - \xi_2)^2};$$

$$|x_{10} - \xi| = \sqrt{(x_1 - \xi_1)^2 + (x_2 - \xi_2)^2 + x_{310}^2}, \quad x_{310} = d;$$

$i = \sqrt{-1}$ – уявна одиниця; $\Delta \tilde{u}_{j0}$ – невідомі густини потенціалів, які характеризують переміщення точок поверхні S_0 півпростору та підлягають визначенню. Вибір розв'язків у вигляді (5) тотожно задовольняє рівняння (3) та умови Зоммерфельда випромінювання на безмежності. Розв'язки вибрані на підставі принципу суперпозиції, згідно якого переміщення в довільній точці тіла складаються з переміщень від розкриття тріщини та від переміщень точок поверхні півпростору.

Використавши співвідношення закону Гука, запишемо інтегральні представлення для напружень:

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_{j3}(x_0, \omega) &= \frac{4G}{\omega_2^2} \left[-B_j + \left(\Delta_2 + \frac{\omega_2^2}{2} \right) \frac{\partial^2 (P_{30}^1 - P_{30}^2)}{\partial x_j \partial x_{30}} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{\omega_2^2}{4} (\Delta_2 + \omega_2^2) P_{j0}^2 \right], \quad j=1, 2, \\ \tilde{\sigma}_{33}(x_0, \omega) &= \frac{4G}{\omega_2^2} \left[-B_3 - \left(\Delta_2 + \frac{\omega_2^2}{2} \right)^2 P_{30}^1 + \right. \end{aligned}$$

$$- \Delta_2 (\Delta_2 + \omega_2^2) P_{30}^2 \Big] , \quad j=1,2, \quad (6)$$

$$\text{де } B_j = \frac{\omega_2^2}{4} (\Delta_2 + \omega_2^2) P_{j1}^2, \quad j=1,2, \quad B_3 = 0.$$

Для визначення невідомих функцій $\Delta \tilde{u}_{j0}$ необхідно скористатися умовою (4) відсутності напружень на вільній поверхні S_0 тіла. Задовольняючи відповідну крайову умову, отримали систему 3-х двовимірних граничних інтегральних рівнянь типу потенціалу Гельмгольца відносно густин $\Delta \tilde{u}_{j0}$:

$$\begin{aligned} \left(\Delta_2 + \frac{\omega_2^2}{2} \right) \frac{\partial^2 (P_{30}^1 - P_{30}^2)}{\partial x_j \partial x_{30}} - \frac{\omega_2^2}{4} (\Delta_2 + \omega_2^2) P_{j0}^2 &= B_j, \\ \left(\Delta_2 + \frac{\omega_2^2}{2} \right)^2 P_{30}^1 + \Delta_2 (\Delta_2 + \omega_2^2) P_{30}^2 &= B_3. \end{aligned} \quad j=1,2, \quad x_0 \in S_0. \quad (7)$$

Застосувавши до (7) двовимірне інтегральне перетворення Фур'є за змінними x_{10}, x_{20} та використавши теорему про згортку, отримали систему лінійних алгебричних рівнянь відносно невідомих $\Delta \tilde{u}_{j0}$. Розв'язавши систему рівнянь та застосувавши до її розв'язків обернене двовимірне перетворення Фур'є, отримали представлення густин $\Delta \tilde{u}_{j0}, j=\overline{1,3}$, через функції $\Delta \tilde{u}_{j1}(x, \omega)$ розкриття тріщини у виді:

$$\Delta \tilde{u}_{j0} = \frac{1}{\pi^2 \omega_2^2} \iint_{S_0} \int_0^\infty \frac{\rho}{R_2(\rho)} J_0(\rho|\xi - \eta|) B_j d\rho dS_\eta,$$

де $R_2(\rho) = \sqrt{\rho^2 - \omega_2^2}$; $J_0(z)$ – Бесселева функція нульового порядку дійсного аргументу z . Підставивши вирази $\Delta \tilde{u}_{j0}$ у співвідношення (5), використавши результати роботи [6] та властивість нормальної похідної від потенціалу

$$\frac{\partial P_{j0}^n}{\partial x_{30}} = 2\pi \Delta \tilde{u}_{j0}, \quad x_{30} \rightarrow -0, \quad j=\overline{1,3},$$

отримали такі інтегральні представлення для переміщень на поверхні півпростору:

$$\begin{aligned} \tilde{u}_{j0}(x_0, \omega) &= \frac{\partial P_{j1}^2}{\partial x_{310}} - \iint_{S_1} \Delta \tilde{u}_{jk}(\xi, \omega) \Omega(x_{10}, \xi) dS_\xi, \\ j=1,2, \quad \tilde{u}_{30}(x_0, \omega) &= 0. \end{aligned} \quad (8)$$

Де

$$\Omega(x_{10}, \xi) = \int_0^\infty \rho \exp(-x_{310} R_2(\rho)) J_0(\rho|x_0 - \xi|) d\rho.$$

Перший доданок у (8) характеризує переміщення у безмежному тілі від розкриття тріщини, а другий доданок характеризує вплив вільної поверхні тіла. Виконаємо тотожні перетворення

$$\begin{aligned} \Omega(x_{10}, \xi) &= \int_0^\infty \rho \exp(-x_{310} R_2(\rho)) J_0(\rho|x_0 - \xi|) d\rho = \\ &= -\frac{\partial}{\partial x_{310}} \int_0^\infty \rho \frac{\exp(-x_{310} R_2(\rho))}{R_2(\rho)} J_0(\rho|x_0 - \xi|) d\rho = \\ &= -\frac{\partial}{\partial x_{310}} \frac{\exp(i\omega_2|x_{10} - \xi|)}{|x_{10} - \xi|}. \end{aligned}$$

На підставі вищесказаного вирази (8) набувають вигляду:

$$\begin{aligned} \tilde{u}_{j0}(x_0, \omega) &= 2 \frac{\partial P_{j1}^2}{\partial x_{310}} = \\ &= 2 \frac{\partial}{\partial x_{310}} \iint_{S_1} \Delta \tilde{u}_{j1}(\xi, \omega) \frac{\exp(i\omega_2|x_{10} - \xi|)}{|x_{10} - \xi|} dS_\xi, \\ j=1,2, \quad \tilde{u}_{30}(x_0, \omega) &= 0. \end{aligned} \quad (9)$$

Вирази (9) дозволяють зробити наступні висновки:

1. При розглянутому утворенні тріщини кручення в тілі поширюються лише горизонтально поляризовані (SH) поперечні хвилі зі швидкістю c_2 .

2. Вертикальні переміщення точок поверхні півпростору відсутні.

3. Наявність вільної поверхні півпростору призводить до того, що амплітуди зсувних переміщень на ній удвічі перевищують свої аналоги для випадку безмежного тіла.

Застосувавши до (9) обернене перетворення Фур'є за часом та скориставшись при цьому співвідношенням запізнення

$$\tilde{f}(c\omega) \exp(ib\omega) \Rightarrow \frac{1}{c} f_F\left(\frac{t-b}{c}\right),$$

отримаємо:

$$u_{j0}(x_0, t) = 2 \frac{\partial}{\partial x_{310}} \iint_{S_1} \frac{\Delta u_{j1}(\xi, t - \tau|x_{10} - \xi|)}{|x_{10} - \xi|} dS_\xi,$$

$$\Delta u_{j1}(\xi, t - \tau | x_{10} - \xi) = (\delta_{1j} \xi_2 - \delta_{2j} \xi_1) \times \\ \times \sqrt{a^2 - \xi_1^2 - \xi_2^2} f(t - \tau | x_{10} - \xi), \quad j=1,2. \quad (10)$$

Тут $\tau = a/c_2$ – характерний час, за який поперечна хвиля проходить відстань, рівну радіусу тріщини; S_t – частина області S_1 , для якої $t - \tau | x_{10} - \xi | > 0$.

Таким чином, отримано розв'язки у вигляді запізнюючого потенціалу (10) для переміщень на поверхні півпростору через відомі функції розкриття тріщини. При цьому автоматично задовольняються умови причинності – до приходу в точку спостереження пружної хвилі переміщення відсутні. Як приклад, розглядали випадок, коли функція $f(t)$ описується часовою залежністю [4]

$$f(t) = \begin{cases} 1 - \exp(-t/\tau), & t > 0; \\ 0, & t < 0. \end{cases}$$

Визначали залежності переміщення $u_\varphi^* = u_{10}/a \sin \varphi = -u_{20}/a \cos \varphi$ від безрозмірного часу $t_* = t/\tau$ (рис. 2) в точці поверхні півпростору, розташованій на відстані $r = \sqrt{x_1^2 + x_2^2} = 10a$. Глибина залягання тріщини становить $d = a$.

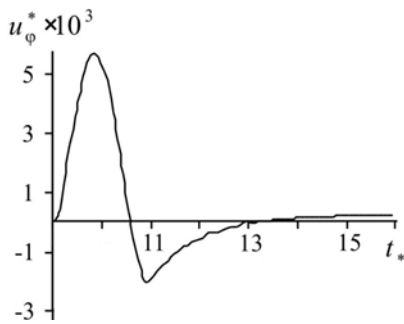


Рис. 2. Залежність переміщень від часу

Видно, що з приходом в точку спостереження пружних хвиль амплітудні значення переміщень спочатку зростають, а потім – спадають. Найбільшого від'ємного значення переміщення досягають в момент приходу в точку спостереження пружної хвилі від найбільш віддаленої точки контуру дефекту. З плином часу переміщення на поверхні тіла зникають.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Скальський, В. Р. Акустична емісія під час руйнування матеріалів, виробів і конструкцій. Методологічні аспекти відбору та обробки інформації [Текст] / В. Р. Скальський, П. М. Коваль. – Львів: СПОЛОМ, 2005. – 394 с.
2. Андрейків, О. Є. Теоретичні основи методу акустичної емісії в механіці руйнування [Текст] / О. Є. Андрейків, В. Р. Сокальський, Г. Т. Сулим. – Львів: СПОЛОМ, 2007. – 480 с.
3. Grosse Ch. U. Acoustic emission testing. Basics for research – application in civil engineering [Текст] / Ch. U. Christian, Masayasu Ohtsu. – Springer-Verlag, 2008. – 404 p.
4. Назарчук, З. Т. Акустико-емісійне діагностування елементів конструкцій [Текст]: наук.-техн. посіб. у 3 т. – Т. 1. Теоретичні основи методу акустичної емісії / З. Т. Назарчук, В. Р. Сокальський. – К.: Наук. думка, 2009. – 287 с.
5. Кит, Г. С. Метод потенциалов в трехмерных задачах термоупругости тел с трещинами [Текст] / Г. С. Кит, М. В. Хай. – К.: Наук. думка, 1989. – 288 с.
6. Станкевич, В. З. Обчислення деяких двовимірних інтегралів, характерних для динамічних задач теорії тріщин в півбезмежному тілі [Текст] / В. З. Станкевич // Мат. методи і фіз.-мех. поля. – 1995. – Вип. 39. – С. 56-61.

Надійшла до редколегії 17.03.2010.

Прийнята до друку 26.03.2010.

О. І. СКОКОВ, О. Г. ДЯЧЕНКО, В. В. ВОЛОВЦІКОВА,
М. С. ХОРОЛЬСЬКИЙ (ДП «УНДКТІ «ДІНТЕМ», Дніпропетровськ)

ГУМОАРМОВАНІ ОПОРНІ ЧАСТИНИ ДЛЯ КОМПЛЕКТАЦІЇ СТАТИЧНИХ ТА ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ МОСТОВИХ СПОРУД

Відпрацьовано технологію виготовлення гумоармованих опорних частин (ГАОЧ) з використанням нових матеріалів, досліджено їхні деформаційні характеристики з метою визначення прогнозованого строку експлуатації.

Отработана технология изготовления резиноармированных опорных частей (РАОЧ) с использованием новых материалов, исследованы их деформационные характеристики с целью определения прогнозируемого срока эксплуатации.

The research of deformation characteristics of the rubber reinforced support parts (RRBP), which compensate static and dynamic loadings of elements of bridge constructions, is conducted. The technology for manufacturing RRBP using new materials is developed; their deformation characteristics are investigated with the purpose of determination of the predicted operation life.

Завдяки своїм специфічним властивостям, гума знаходить все більш широке використання в різних галузях промисловості, а за останні роки і в будівництві мостових споруд.

В процесі експлуатації мосту в його опорних вузлах, крім статичних, виникають додаткові навантаження внаслідок температурних деформацій елементів споруди та вібрації за рахунок динамічної дії транспортних засобів, які можуть привести до руйнування мосту. Для запобігання цьому під час проектування мостових споруд передбачають одностороннє або багатостороннє рухоме з'єднання прольотних елементів. Рухомість з'єднання забезпечується встановленням прогонів мосту на гумоармовані опорні частини (ГАОЧ). ГАОЧ – це багатошарові гумометалеві вироби, здебільше прямокутної форми в плані, в яких чергуються шари гуми товщиною 5...10 мм з металевими пластинами товщиною 2...5 мм, міцно з'єднаних між собою адгезивом в процесі вулканізації. Компенсація вібрації, горизонтальні переміщення та поворот опорних вузлів прольотної будови, що встановлені на ГАОЧ, відбувається за рахунок пружних властивостей гуми.

За розробленими ДП «УНДКТІ «ДІНТЕМ» ТУ У 6 00152135.043-97 «Опорні частини гумові армовані», гарантійний термін працездатності гумоармованих опорних частин (ГАОЧ) складає 13 років з моменту їх виготовлення, що

не відповідає сучасним вимогам, у зв'язку з тим, що строк експлуатації мостів між капітальними ремонтами складає 25 років.

В зв'язку з чим, в ДП «УНДКТІ «ДІНТЕМ» були поставлені науково-дослідні та дослідно-конструкторські роботи з розроблення ГАОЧ з терміном експлуатації до 25 років і більше [1–4].

Основними напрямками роботи стали:

- розроблення нових гум із більш високими міцнісноеластичними властивостями та показниками стійкості до впливу атмосферних чинників;
- впровадження сучасних адгезивів;
- розроблення технології виготовлення ГАОЧ для забезпечення точності та стабільності геометричних характеристик їх конструкції.

В інституті були розроблені та досліджені нові гуми: 1-1208.020 для виготовлення ГАОЧ, які експлуатуються в умовах помірного клімату, та 1-1302.008 для виготовлення проміжних шарів ГАОЧ, які експлуатуються в умовах півночі.

Нова гума марки 1-1208.020 перевищує серійну гуму за показниками умовної міцності під час розтягування більше ніж у два рази, відносно подовження під час розриву більше ніж у 1,6 разу і більше ніж у тридцять разів за озоностійкістю. Гума 1-1302.008 для виготовлення проміжних шарів ГАОЧ, які експлуату-

ються в умовах півночі, має майже в 1,5 рази більшу умовну міцність під час розтягування порівняно з серійною гумою.

Позитивні результати досліджень з впровадження адгезивів нового покоління дали змогу досягти значного (приблизно у 1,5 рази) підвищення міцності кріплення гуми до металевої арматури. Фактичне значення міцності кріплення знаходиться в межах 7,0...9,5 МПа.

В інституті розроблено та відпрацьовано новий комбінований спосіб виготовлення опорних частин в прес-формі, який дозволив:

- досягти високої точності товщин гумових шарів у відповідності до вимог конструкторської та нормативної документації;
- досягти практично безвідходного та бездефектного виробництва опорних частин;
- досягти високого рівня міцності кріплення гуми до металевої арматури.

З використанням вдосконаленого технологічного обладнання та нових матеріалів була розроблена та відпрацьована технологія виготовлення опорних частин, виготовлена та випробувана дослідна партія опорних частин з розмірами за ТУ У 600152135.043-97: 20,0×30,0×5,2-0,8; 20,0×40,0×5,2-0,8; 30,0×40,0×7,8-1,0.

Випробування проводились на ГАОЧ і їх модельних зразках відповідно до методики МД 25.1-00152135-204-2006 «Визначення деформаційних характеристик гумоармованих опорних частин мостових споруд». Визначались статичний модуль зсуву, тангенс кута зсуву та міцність зразка при його руйнуванні.

Одержані за результатами випробувань дані свідчать про те, що при однакових навантаженнях (в зоні їх максимальних значень) ГАОЧ з гуми 1-1208.004 мали на 10...15 % меншу деформацію, ніж контрольні. Враховуючи те, що гума 1-1208.004 має значно більшу умовну міцність під час розтягування та відносно подовження під час розриву порівняно з гумою 1-1320.004, можна зробити висновок про те, що ГАОЧ з гуми 1-1208.004 мають витримувати більші навантаження, як статичні, так і динамічні, а також будуть мати більший прогнозований термін працездатності.

Проведені також випробування з метою встановлення деформаційних характеристик ГАОЧ та їхньої якості за станом бокової повер-

хні при прикладанні максимально допустимого статичного навантаження. Встановлено, що при прикладанні до ГАОЧ максимального статичного навантаження на їх бокових поверхнях тріщин, пухирів, та слідів руйнування не виявлено.

На наступному етапі роботи досліджувалась зміна характеристик ГАОЧ в процесі прискореного термічного старіння з метою визначення прогнозованого терміну їх експлуатації. Об'єкти досліджень – модельні зразки ГАОЧ. Сутність досліджень полягала у визначенні зміни деформаційних характеристик, дотичного напруження і статичного модуля зсуву зразків ГАОЧ в залежності від температури і тривалості термічного старіння. Вище зазначені положення та результати досліджень були враховані при розробленні програми досліджень та методики випробувань МД 25.1-001152135-204-2006.

В цілому, розглядаючи рівень впливу прискореного термостаріння на зміну модуля зсуву і беручи до уваги масштабний фактор (порівняльну величину зразка і опорної частини по габаритам і масі) можна зробити висновок, що зміна еластичних властивостей гуми 1-1208.020 по глибині масиву бокової поверхні ГАОЧ незначна і тому не має визначального впливу на експлуатаційні характеристики опорної частини, а це, в свою чергу, забезпечує значно довший термін працездатності ГАОЧ порівняно з аналогами.

За результатами досліджень і розрахунків, які виконані за відпрацьованими в інституті методиками, встановлено, що для ГАОЧ, виготовлених з гуми 1-1208.020, гарантійний термін працездатності при експлуатації в умовах помірного клімату складає не менше 30 років.

В останні 3 роки виготовлені ДП «УНДКТІ «ДІНТЕМ» ГАОЧ широко використовувались при будівництві мостів в Україні, в тому числі: Подільського мостового переходу через р. Дніпро в м. Києві (естакада на Рибальському острові), мосту через р. Дніпро в м. Запоріжжі, мостового переходу через р. Дністер на автомобільній дорозі Буштин – Калуш, шляхопроводу Київ – Чоп, а також Дніпропетровського стадіону «Арена-Дніпро», для кріплення рігелів в конструкції НСК «Олімпійський» в м. Києві та інших об'єктах.

Всього за цей період виготовлено декілька сотень ГАОЧ з розмірами: 20x25x5,2; 20x30x5,2; 20x40x5,2; 30x40x7,8; 40x40x7,8; 30x40x9,2; 70x100x1,2 та ін.

В 2010 р., крім вищезазначених, виготовляються ГАОЧ з наступними типорозмірами: 70x90x1,2; 50x90x1,2; 32,5x90x1,2.

Конструкція та гума, з якої виготовлені ГАОЧ, забезпечують допустимі:

Вертикальну опорну реакцію від осьового розрахункового навантаження:

- 1800000 Н (180 т) – автодорожній міст;
- 1380202 Н (138 т) – залізничний міст.

Горизонтальну деформацію, не більше:

- 81 мм – автодорожній міст;
- 635 мм – залізничний міст.

Таким чином, розроблені в ДП «УНДКТІ «ДІНТЕМ» ГАОЧ з терміном експлуатації не менше 30 років можуть успішно використовуватись у мостобудуванні.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Резиноармированные опорные части мостовых сооружений [Текст] / М. С. Хорольский и др. // Эластомерные материалы, технологии, оборудование, изделия: Сб. тезисов 5-й Украинск. межд. конф. / Укр. гос. хим.-тех. ун-т. – Д.: 2004. – С. 25-26.
2. Гумоармовані опорні частини мостових споруд [Текст] / О. І. Скоков та ін. // Хімічна промисловість України. – 2006. – № 3. – С. 73.
3. Патент України на корисну модель № 16501 «Армована еластомерна опора для інженерних споруд» [Текст].
4. Патент України на промисловий зразок № 14253 «Армована еластична опора для інженерних споруд» [Текст].

Надійшла до редколегії 26.03.2010.

Прийнята до друку 02.04.2010.

КУРС НА УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЮ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ УКРАИНЫ

Публікація присвячена питанням стану штучних споруд на залізницях України, утриманню, реконструкції, підсиленню та продовженню строку експлуатації.

Публикация посвящена вопросам состояния искусственных сооружений на железных дорогах Украины, содержания, реконструкции, усиления и продления срока эксплуатации.

The publication is devoted to the issues of the state of artificial building on the railways of Ukraine, their maintenance, reconstruction, strengthening and extension of exploitation life.

Современный этап состояния искусственных сооружений железных дорог Украины (да и автодорог) можно без преувеличения назвать этапом ожидания. Поскольку ожидание затянулось, вопрос заключается только в том, как долго можно спокойно ждать и наблюдать за приближением чего-то нехорошего, которое по своему размаху не будет сравнимо ну хотя бы с теперешним состоянием автодорог, с той разницей, что самая плохая дорога – всё-таки теоретически преодолимое препятствие, а разрушенный или ненадежный мост – непреодолимое.

Авторы считают возможным давать свою оценку отдельным положениям данной проблемы, поскольку имеют непосредственное отношение именно к данной отрасли и не в качестве наблюдателей.

Такой неутешительный прогноз можно сделать, опираясь на следующие факты.

Факт первый. Нет секрета в том, что состояние искусственных сооружений неразрывно связано и находится в прямой зависимости от отношения к этому вопросу соответствующих служб, занимающихся их эксплуатацией, которые напрямую связаны с финансированием работ на содержание искусственных сооружений. В этой ситуации претензии можно отнести к финансированию. Нынешнее состояние экономики и железнодорожной отрасли в частности уже сейчас не может в полной мере обеспечить все увеличивающиеся потребности на содержание искусственных сооружений, а ведь с каждым годом сотни и тысячи мостов и труб становятся на год старше, их состояние ухудшается а, следовательно, финансовые потребности на содержание возрастают и будут возрастать интенсивнее, достигнув в какой-то момент критического значения. Критическим значением будем считать момент, когда никакие средства не могут реанимировать «одряхлевшие» искусственные сооружения к работоспо-

собному состоянию. Это в основном та часть из них, которая уже сейчас относится к четвертой категории неисправности, т.е. последней инстанции, перед тем как на сооружении можно будет поставить крест (по состоянию, или по сроку эксплуатации – 60 лет).

Критическое состояние 10...15 % сооружений и будет тем сигналом приближившейся беды, и в этой ситуации останется один вариант – строительство новых искусственных сооружений. Как пример можно привести Республику Кубу, где в 1975-80 гг. (всего через 15...20 лет недолжного отношения к искусственным сооружениям) большинство искусственных сооружений имело уже состояние, при котором их ремонт и усиление были невозможны. Вот почему оптимальным вариантом реконструкции и усиления искусственных сооружений в данной ситуации явилось строительство новой железнодорожной линии (параллельно с существующей) с новыми искусственными сооружениями.

С состоянием дел на автодорогах всё ясно. Здесь внедрено, действует (и будет действовать вопреки здравому смыслу, но самой большой «отдаче») изобретение, получившее название «ямочный ремонт», который относится и к проезжей части путепроводов над железными дорогами. Такого рода ремонт может потреблять неограниченное количество средств из года в год, при всё более ухудшающемся состоянии автодорог и искусственных сооружений.

Увлеченность «ямочным ремонтом» приводит к тому, что проезжая часть на мостах воспринимается дорожниками как обычная дорога, и ремонт зачастую выполняется по принципу заделки выбоины на дороге. В этой связи, кстати, известен случай, когда при ремонте проезжей части на большом городском мосту, дорожники были удивлены, обнаружив после снятия асфальтового и верхнего слоя бетонного покрытия «какую-то странную арматуру»

(предварительно-напряженные пучки), частично деформировав ее отбойными молотками. Аналогичная ситуация может наблюдаться и с рамными мостами, широко распространенными на железных дорогах.

Появившиеся многочисленные строительно-монтажные фирмы (ООО, ЧП, ОАО и др.) в большинстве имеют в своем составе в лучшем случае 5...7 % специалистов, имеющих чисто мостовое образование и мостовые специальности. Ожидать качества строительства или ремонта мостов от таких ЧП не стоит.

Факт второй. Новое строительство на сегодняшний день теплится лишь в отдельных точках, а поэтому особое внимание сейчас необходимо обратить именно на ремонт, усиление и реконструкцию существующих сооружений, обеспечив тем самым нормальное их функционирование на период, когда новое строительство, скажем мягко – приостановлено. И чем быстрее этому вопросу будет уделено должное внимание, тем лучше, ибо искусственное сооружение и его состояние отвечает тем же законам самочувствия, что и человек. Если болезнь (для сооружения это дефекты) не обнаружить вовремя и ее не предупредить – негативные последствия неминуемы. Эта проблема обостряется в связи с тем, что ожидать каких-то серьезных финансовых вложений в эту отрасль в ближайшие годы нет оснований. Скорее можно ожидать сокращения финансирования в ближайшие год-два.

Думаем, что если вложения в данную отрасль и появятся, то они должны будут полностью брошены не на новое строительство, а на покрытие возросших потребностей на содержание искусственных сооружений.

Факт третий. Вот уже практически 20 лет (с 1991 года) искусственные сооружения железных дорог Украины эксплуатируются далеко не в комфортных условиях, а скорее в условиях, которые не могут гарантировать даже самого элементарного. Это элементарное можно вкратце очертить необходимостью выполнения таких основных положений:

- минимально необходимого финансирования на содержание искусственных сооружений и в первую очередь тех, от работоспособности которых зависят основные направления движения поездов;

- регулярность защиты металлических конструкций мостов от коррозии (в настоящий момент она не соблюдается, что только ускоряет процессы коррозии);

- соблюдение периодичности обследования и своевременное устранение опасных повреждений (большинство специализированных организаций по обследованию мостов не рабо-

тают (опять таки из-за отсутствия финансирования), а, следовательно, контроль за состоянием, если не отсутствует, то сильно ослаблен);

- применение для металлических пролетных строений в качестве защитных покрытий, гарантирующих защиту от коррозии не менее 15...20 лет (а не 3...5, которые к тому же не гарантируются низким качеством применяемых покрытий);

- обеспечение ремонтных бригад соответствующим инструментом, оборудованием, машинами и механизмами, не говоря уже о современных – европейского качества;

- пополнение ремонтных бригад квалифицированными кадрами;

- обеспечение, опять-таки хотя бы по минимуму, ремонтных бригад доброкачественными материалами.

Если посмотреть на данный, явно не полный, перечень, то выполнение всех пунктов не представляло бы проблем при удовлетворительном финансировании и наличии квалифицированных кадров.

Факт четвертый. Высшие учебные заведения готовят квалифицированные кадры для данной отрасли не в достаточном количестве, поскольку еще 3...4 года тому количество заявок на молодых специалистов превышало выпуск на 40...60 %. В последние годы эта тенденция повторяется, но строго наоборот и только потому, что нет финансирования строительства новых мостов и содержания имеющихся, т.е. такая важная отрасль как мостостроение – в неоплачиваемом отпуске. Большая часть специалистов переквалифицируется, или является рабочей силой для России (где, между прочим, данному вопросу уделяется должное внимание).

Уровень подготовки специалистов данной отрасли существенно снизился и продолжает снижаться, чему в немалой степени способствуют:

- отсутствие у выпускников перспективы найти работу по мостовой специальности;

- внедряемая система образования, существенно занижающая требования, в большинстве случаев устраивает студентов по причине указанной выше, но никоим образом не может удовлетворить такую сложную отрасль, как мостостроение;

- практически полное отсутствие студентов (по сравнению с 1960-70 гг. она составляет по продолжительности и качеству не более 10...12 %);

- низкий уровень заработной платы преподавателей порождает в свою очередь несколько проблем:

- молодежь не хочет и не может связывать свою деятельность с преподаванием по причине низкой зарплаты, отсутствия перспектив получения жилья;
- преподаватели среднего возраста обязаны искать дополнительный заработок, что вынужденно приводит к ослаблению отдачи по месту основной работы, снижению уровня требований;
- преподаватели пенсионного возраста задействованы в этом процессе в течение 3...5 лет после выхода на пенсию, но это при условии, что никакие реформы не коснутся каких-либо ограничений суммарного дохода «зарплата + пенсия» (в противном случае ситуация существенно изменится).

С трудом подготовленные немногочисленные специалисты пополняют фирмы любого направления деятельности, лучшие пытаются уехать за границу, а многие спешат получить другую специальность (экономика, компьютеризация и т.п.) навсегда распрощавшись с любимой и нелегкой специальностью.

Факт пятый. В данной ситуации самой опасной может быть та, когда сооружения достигают состояния, при котором ремонт, усиление уже невозможны и остаются более дорогостоящие варианты: реконструкция с заменой пролетных строений и ремонтом опор или строительство нового моста.

Анализ развития дефектов искусственных сооружений свидетельствует о том, что в условиях, когда дефект «предоставлен самому себе» (не устраняется) – его дальнейшее развитие, с точки зрения опасности, идет во времени в геометрической прогрессии, в то время как устраненный, останавливается в развитии или хотя бы замедляет развитие. Говоря о своевременном усилении, удачной реконструкции с точки зрения продления срока эксплуатации сооружения, нельзя забывать о более ощутимом факторе – обеспечение бесперебойного движения поездов и желательно без ограничения скорости. Серьезные дефекты приводят к необходимости закрытия движения поездов, ограничению скорости движения (в некоторых случаях до 15...25 км/ч) и ограничению веса подвижной нагрузки. Если учесть, что предварительно должна быть выполнена кропотливая работа по оценке степени снижения несущей способности путем определения класса пролетного строения моста и класса подвижной нагрузки [1, 2], разработан проект усиления или реконструкции и выполнено само усиление или реконструкция, то этот процесс сам по себе во времени длительный.

Факт шестой. С 1998 года в силу вступил нормативный документ [3], а в 2006 – [4], устанавливающие более высокие требования при проектировании и сооружении мостов. Проектирование новых мостов должно осуществляться по указанным новым нормам, однако их строительство в настоящий момент практически приостановлено. Именно на этом фоне на передний план выходит реконструкция, а в большинстве случаев просто усиление и ремонт. Но уже в проектах усиления и реконструкции должны учитываться положения новых нормативных документов, что существенно повышает стоимость (реконструкция опор: снос, строительство новых, наращивание или частичная разборка кладки; увеличение длины пролетных строений; замена, в крайнем случае, русловых, а в некоторых случаях подьемка отметки головки рельс; увеличение высоты насыпи на определенной длине и т.п.).

Факт седьмой. Говоря о том, что своевременное усиление, удачная реконструкция продлевают срок эксплуатации сооружения, нельзя не остановиться на основных дефектах, устранение которых восстанавливает работоспособность сооружения. Серьезные дефекты (относящиеся к 3 категории) приводят, как правило, к необходимости закрытия движения поездов, ограничения скорости, усиления, замены пролетных строений или реконструкции иного рода. Из значительного перечня дефектов мостов (около 350) в табл. 1 сведены только основные, которые не позволяют продолжать безопасно эксплуатировать искусственные сооружения (в скобках приведены ориентировочные проценты количества сооружений, имеющих данный дефект).

Для убедительности отдельные дефекты проиллюстрированы фотографиями, отснятыми на реальных объектах (см. табл. 2).

Данные табл. 1 и 2 красноречиво свидетельствуют, что пролетные строения при наличии означенных дефектов эксплуатируются в экстремальных условиях, многие – на пределе своей несущей способности, что в большинстве случаев не гарантирует их безопасность. Более подробную информацию о дефектах, причинах образования, методах устранения можно получить в [5].

Учитывая сказанное выше, можно наметить первоочередные меры, которые должны быть предприняты для сохранения существующих искусственных сооружений с целью продления срока эксплуатации на период, когда новое строительство практически приостановлено.

Дефекты, существенно влияющие на несущую способность и безопасность

№ п/п	Принадлежность дефекта и его тип	%
1	2	3
Верхнее строение железнодорожного пути на мосту		
1	Чрезмерная толщина слоя балласта	3...5
2	Смещение оси пути с оси пролетного строения	2...3
3	Дефекты железобетонных плит безбалластного мостового полотна (БМП), которые нуждаются в их замене	5...7
Водоотвод, гидроизоляция		
4	Застой воды в балластном корыте пролетного строения	10...15
5	Выщелачивание бетона плиты балластного корыта и вертикальных ребер пролетного строения	10...15
Состояние бетона и арматуры железобетонных пролетных строений		
6	Разрушение: защитного слоя бетона, бортов плиты балластного корыта, сколы и раковины в бетоне с обнажением арматуры	12...17
7	Коррозия хомутов, рабочей арматуры нижнего пояса и плиты балластного корыта пролетных строений, коррозия (до 20 % площади) обнаженной рабочей арматуры, разрыв отдельных стержней рабочей арматуры пролетных строений	15...20
Трещины в элементах железобетонных пролетных строений		
8	Силовые трещины в нижних поясах пролетных строений с раскрытием до 0,3 мм; наклонные трещины по стенке ребра в зонах опирания; вертикальные трещины по стенке ребра; вертикальные трещины, которые переходят в плиту балластного корыта; продольные трещины в консолях плиты балластного корыта; поперечные трещины в консолях плиты балластного корыта; трещины в плите балластного корыта на участке между ребрами; продольные трещины около примыкания ребра к плите балластного корыта; трещины в зонах расположения опорных частей; продольные трещины в бортах плиты балластного корыта; трещины, которые изменяют свое раскрытие под нагрузкой; поперечные трещины раскрытием более 0,2 мм в предварительно-напряженных пролетных строениях	30...40
9	Класс железобетонного пролетного строения ниже класса подвижного состава	10...15
Металлические пролетные строения		
10	Значительная коррозия несущих элементов, требующих усиления; распухивание коррозией; значительная коррозия верхнего пояса балок проезжей части, пролетов со сплошной стенкой	20...25
11	Расстройство заклепочных и болтовых соединений (10 %) , трещины в металле, искривления элементов, разрыв сварных швов (20 %)	7...10
12	Класс пролетного строения в целом или отдельных элементов ниже класса подвижного состава	20...25
Сталежелезобетонные пролетные строения		
13	Провисание пролетного строения	25...30
14	Потеря строительного подъема (без провисания пролетного строения)	30...35
15	Расстройство упоров плиты балластного корыта, разрушение бетона швов омоноличивания секций сборной плиты балластного корыта с верхними поясами главных балок	20...25
16	Класс пролетного строения ниже класса подвижного состава	12...15

Таблица 1 (окончание)

№ п/п	Принадлежность дефекта и его тип	%
1	2	3
Каменные и бетонные арочные мосты		
17	Радиальные трещины в арках (больше 60 % сечения); трещины, которые пересекают свод под острым углом (больше 50 % сечения); трещины, которые расслаивают свод (больше 60 % сечения); трещины между аркой и надарочным строением с раскрытием больше 8,5 мм; выпучивание надарочного строения больше 50 мм/м	10...12
Опорные части пролетных строений разных типов		
18	Сколы и трещины в опорных плитах	15...18
19	Подрез больше 2 мм упорных зубцов секторных и катковых опорных частей	10...12
20	Угон или наклон катков, срез зубцов, срез болтов крепления планок	20...25
Железобетонные опоры мостов и путепроводов		
21	Трещины в подферменниках с раскрытием до 0,3 мм и расположенные за пределами зоны распределения давления опорными частями; трещины, которые скалывают подферменные площадки; вертикальные трещины в верхних частях опор; разрушение бетона подферменников с образованием сколов и трещин; "игра" подферменных блоков; трещины, изменяющие свое раскрытие под нагрузкой; трещины по швам бетонирования; трещины в обратных стенках устоев	15...20
22	Трещины на передней стенке устоев из-за деформации фундаментов; трещины в насадках и сваях, которые изменяются под нагрузкой; трещины в корне консолей устоев; разрушения бетона консолей; трещины раскрытием более 7 мм в боковых стенках устоев; сквозные трещины в боковых и передних стенках устоев; недопустимые деформации стоечных опор; глубинная разладка кладки; интенсивное выщелачивание раствора из кладки	20...25
23	Неисправность насыпей в примыкании к устоям; подмыв конусов водным потоком; выпучивание до 7 мм/м обратных стенок устоев	12...15
Галереи, железнодорожные и пешеходные туннели		
24	Выпадение или ослабление отдельных камней кладки в своде; не сквозные вывали в облицовке стен тоннеля; разрушение швов каменной или сборной облицовки; деформация обратного свода; сквозные вывали в облицовке тоннеля и не сквозные вывали в своде	12...15
25	Наличие замкнутых поперечных трещин, продольных и косых трещин, которые увеличиваются в своих размерах под нагрузкой	10...12
26	Вынос грунта из-за облицовки	15...20
Водопропускные трубы		
27	Разрушение лотка трубы на длине 5...10 м; отсутствие оголовков; не заделаны трещины в конструкциях труб и оголовков с возможностью дальнейшего развития; ослабление кладки с вывалом отдельных камней; трещины в теле трубы и оголовков, которые увеличивают свое раскрытие под нагрузкой	18...20
28	Деформации конструкций труб и оголовков; деформации и просадки труб, которые нуждаются в введении ограничения скорости движения поездов; просыпание грунта насыпи в швы между секциями или кольцами труб под ж. д. путем	15...18
29	Размыв русла на входе и выходе трубы; уменьшение отверстия трубы (на 20...50 %) наносами, наледями, мусором	15...20
30	Уменьшение отверстия трубы (на 20...50 %) наносами, наледями, мусором; уменьшение отверстия трубы более 50 % наносами, наледями, мусором при опасности перелива воды через насыпь или ее подмыва; подмыв фундаментов труб; сползание откосов насыпи около трубы	10...12

Дефекты, существенно влияющие на несущую способность и безопасность



Рис. 1. Излишний балласт, многочисленные трещины по плитам БМП





Рис. 2. Дефекты железобетонных и сталежелезобетонных пролетных строений



Рис. 3. Дефекты опорных частей





Рис. 4. Дефекты железобетонных и металлических пролетных строений





Рис. 5. Критические состояния опор мостов

1. В течение ближайшего времени провести ревизию всех искусственных сооружений на железных дорогах Украины **с реальной оценкой состояния** силами специализированных организаций.

2. На основании данных ревизии наметить конкретный план (подкрепленный соответствующим финансированием) ремонта, усиления и реконструкции искусственных сооружений в первую очередь на стратегически важных направлениях движения и в первую очередь тех сооружений, срок службы которых можно реально продлить не менее чем на 20...25 лет. Кроме того, это должны быть в первую очередь большие мосты.

3. При реконструкции и усилении **внедрять технологии повторного использования пролетных строений** (после их ремонта и усиления на специализированных базах).

4. При проведении ремонтов и усилении **задействовать технологии, которые гарантируют** в будущем продление сроков эксплуатации без ремонта не менее 5...7 лет и без усиления – 15...20 лет.

5. Внедрить в практику заключения договоров с мостостроительными организациями включение **пункта о гарантиях** на определенное количество лет на выполненные работы (см. п. 4). Необходимые ремонты или усиления в гарантийный период обязаны выполнять мостостроительные организации, выполнявшие указанный комплекс работ **без дополнительного финансирования**. Такой подход резко уменьшит количество не специализированных фирм, привлекаемых для выполнения таких видов работ, а главное – резко повысит качество.

6. Более строго подходить к продлению срока действия или получения новых лицензий на право выполнения работ по направлениям:

- обследование и испытания искусственных сооружений;
- выполнение ремонтных работ на объектах мостостроения;

– проектирование ремонтных работ, усиления и реконструкции мостов;

– и **не выдавать лицензии** на данные виды работ **неспециализированным организациям**.

7. Увеличить прием и выпуск учебными заведениями **бакалавров** по данному профилю. Кроме того, существенно **увеличить продолжительность и улучшить качество практики** студентов на 3...5 курсах с обязательным освоением основных специальностей (бетонщик, арматурщик, монтажник, мастер или дублер мастера).

Преддипломную практику на 5 курсе совместить с основной технологической.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів [Текст] / В. І. Борщов та ін. – Д.: ДНУЗТ, 2003. – 404 с.
2. Експлуатація залізничних мостів. Правила визначення вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів [Текст]: галузевий стандарт України (ГСТУ 32.6.03.111-2002) / В. І. Борщов та ін. – К.: Мін. транс. України, 2003. – 380 с.
3. Габарити підмостові судноплавних прогонів мостів на внутрішніх водних шляхах. Норми і технічні вимоги. ДСТУ Б В.2.3-1-95 (ГОСТ 26775-95) [Текст]. – К.: Держ. ком. буд., арх. і житл. політики, 1998.
4. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Чинний від 2007-02-01. – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.
5. Настанови із ремонту бетонних і залізобетонних конструкцій мостів і труб, що експлуатуються [Текст]: ЦП-0148 / О. М. Пшінько та ін. / – К.: Вид-во ТОВ «Швидкий Рух», 2006. – 280 с.

Поступила в редколлегию 17.03.2010.

Принята к печати 24.03.2010.

ОЦІНКА ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ШТУЧНИХ СПОРУД

В статті викладено основні положення визначення економічної ефективності експлуатації штучних споруд. Наведено розрахункові формули затрат на заміну і ремонт штучних споруд за двома варіантами експлуатації: подовження довговічності та підвищення надійності. А також визначено економічний ефект від прийняття більш доцільного рішення для подальшої експлуатації споруди.

В статье изложены основные положения определения экономической эффективности эксплуатации искусственных сооружений. Приведены расчетные формулы затрат на замену и ремонт искусственных сооружений по двум вариантам эксплуатации: продление долговечности и повышение надежности. А также определен экономический эффект от принятия более рационального решения по дальнейшей эксплуатации сооружения.

The basic provisions of determination of economic efficiency of exploitation of artificial structures are considered in the article. There are presented the calculation formulas of expenses on replacement and repair of artificial structures for two variants of exploitation: longevity extension and reliability improvement. The economic effect from making more rational decision on further exploitation of a structure is also determined.

В сучасних умовах господарювання на залізничному транспорті, як і в інших галузях, велике значення має питання отримання економічного ефекту від експлуатації штучних споруд. Слід зазначити, що штучні споруди, які експлуатуються на залізницях України, не приносять прибутку в грошовому численні безпосередньо. Тому визначення прибутку, отриманого в результаті експлуатації штучних споруд в справному стані, є складним завданням.

Єдиної методики визначення економічної ефективності експлуатації штучних споруд в даний час не існує. На залізницях України раніше використовувався документ «Указания по определению экономической эффективности работ по капитальному ремонту искусственных сооружений», розроблений для Міністерства шляхів сполучення Головним управлінням колії НДЛ мостів ЛПЖТу в 1977 році. З того часу такі документи не розроблялись.

Основною метою даної статті є викладення основних положень методики оцінки економічної ефективності експлуатації штучних споруд, що знаходяться в експлуатації.

В 2004 році ГНДЛ штучних споруд Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна розробила типову методику оцінки обсягу та структури поточного утримання залізобетонних прогонових будов мостів за їх станом. Де застосований імовірнісний підхід до визначення дефектності споруд та вказані основні

положення визначення економічної ефективності експлуатації штучних споруд.

Згідно з вказаною методикою визначення економічної ефективності експлуатації штучної споруди має базуватися на трактуванні зменшення витрат від непрацездатного (обмежено працездатного) стану штучної споруди як умовного прибутку, для споруди, що знаходиться в експлуатації (без урахування капітальних вкладень на її будівництво). Тому при оцінці економічної ефективності, втрати на приведення штучної споруди в працездатний стан не повинні перевищувати зменшення втрат прибутку від перевізного процесу, пов'язаних з непрацездатністю або частковою працездатністю споруди.

Щоб визначитися, чи задовольняється ця умова в процесі експлуатації споруди, необхідно виконати оцінку її економічної ефективності. Тому штучні споруди, що експлуатуються на залізницях, необхідно розглядати як відновлювані системи, та визначати економічний ефект за двома варіантами:

- економічний ефект від заміни застарілих конструкцій, що вийшли з ладу;
- економічний ефект від застосування капітального ремонту споруд, що знаходяться в експлуатації.

Для того, щоб оцінити, який з двох варіантів реконструкції штучних споруд, що експлуатуються, є ефективнішим і який з них прийняти

до дії, необхідно визначити витрати для того і іншого варіанту, порівняти їх і прийняти рішення по подальшій експлуатації споруди.

При розрахунку за першим варіантом, критерієм доцільності заміни конструкцій, згідно [1], є наступний вираз

$$\Delta c = c_n - \sum_{i=1}^n \frac{C_{3i}}{T_{прi}} \geq 0, \quad (1)$$

де Δc – питомий показник ефективності; c_n – питомі (на прийняту одиницю часу) можливі втрати від обмеження працездатності штучної споруди; n – кількість елементів конструкції, що підлягають заміні; C_{3i} – вартість заміни i -го елементу конструкції, включаючи вартість виконання робіт і вартість елементу; $T_{прi}$ – призначений термін служби i -го елементу конструкції.

У разі заміни застарілої конструкції на нову питомий показник ефективності повинен бути більший від нуля. Це означає, що нова конструкція повинна задовольняти підвищеним вимогам за якістю виконання і за тривалістю строку служби, тобто сприяти подовженню довговічності всієї споруди.

Витрати, пов'язані із заміною конструкції, і її подальшою експлуатацією, визначаються за наступною формулою

$$c_3 = \left[K_0^3 + \sum_{t=1}^t \frac{C_t}{(1 + E_{нп})^t} \right] \cdot k_{пр}, \quad (2)$$

де K_0^3 – одноразові витрати на заміну конструкції; t – період в роках з моменту заміни конструкції; $\frac{C_t}{(1 + E_{нп})^t}$ – сумарні амортизаційні від-

рахування по новій конструкції з урахуванням віддалення витрат при $t = 20$ років; $k_{пр}$ – кількість проведених замін (конструкцій).

При розрахунках за першим варіантом показником якості конструкції є відношення призначеного строку служби нової конструкції до фактичного строку служби застарілої конструкції згідно [2]:

$$K = \frac{T_1}{T_0}, \quad (3)$$

де T_1 – призначений строк служби нової конструкції; T_0 – фактичний строк служби застарілої конструкції.

У випадку недовготривалих технічних систем необхідно було б дотримання умови, при якій би вартість нової системи не перевищувала вартості застарілої. Оскільки штучні споруди є об'єктами тривалої експлуатації, то таку умову виконати неможливо, через те що заміна застарілих конструкцій, як правило, відбувається через певний час, що обчислюється десятиліттями. У такому разі можливе застосування вимоги при якій відношення вартості нової конструкції з витратами на виконання заміни C_1 до призначеного строку служби T_1 було б менше ніж відношення вартості застарілої конструкції з витратами на її експлуатацію C_0 до фактичного строку служби T_0 :

$$\frac{C_1}{T_1} \leq \frac{C_0}{T_0}. \quad (4)$$

Для штучних споруд, що експлуатуються на залізницях України, важливо також, щоб впродовж всього терміну служби рівень надійності не був нижчий від розрахункового або знаходився в допустимих межах. В цьому випадку велике значення має безвідмовна робота конструкції. Існують два шляхи підтримки необхідного рівня надійності. По-перше, в процесі експлуатації поява дефектів і пошкоджень повинна бути мінімальною, що пов'язане з якістю виготовлення конструкції. По-друге, необхідно здійснювати своєчасне усунення дефектів і пошкоджень шляхом проведення ремонтів або посилень, а також прагнути до збільшення міжремонтних строків.

При розрахунку за другим варіантом, критерієм доцільності ремонту або часткової заміни основних елементів конструкції є наступний вираз:

$$\Delta c = c_n - c_b - \sum_{i=1}^n \frac{C_{3i}}{T_{прi}} \geq 0, \quad (5)$$

де c_b – питомі витрати на відновлення працездатного стану всіх елементів споруди.

В цьому випадку важливим фактором є зменшення пропускну здатності при введенні обмеження швидкості руху пасажирських та вантажних поїздів по штучній споруді під час виконання капітального ремонту. При цьому враховуються втрати від введення обмеження швидкості руху поїздів по споруді, як збитки від гальмування та наступного набору швидкості. Такий розрахунок виконується за формулами, наведеними в [1].

Витрати, пов'язані з виконанням капітального ремонту, одноразовим посиленням прогонних будов або частковою заміною їх основних елементів і подальшою експлуатацією споруди, визначаються за наступною формулою:

$$c_v = \left[K_0^y + \sum_{t=1}^t \frac{C_t}{(1 + E_{\text{нп}})^t} \right] \cdot k_{\text{нп}}, \quad (6)$$

де K_0^y – одноразові витрати на посилення конструкції; t – період в роках з моменту посилення, що обмежує підсумовування витрат; C_t – щорічні експлуатаційні витрати, що включають амортизаційні відрахування і нормативні витрати на поточне утримання посиленої або нової конструкції; $E_{\text{нп}}$ – норматив для приведення різночасових витрат, що приймається у розмірі 0,08 [3]; $k_{\text{нп}}$ – кількість посиленних (відремонтованих) конструкцій.

Після розгляду варіантів експлуатації споруди виконується порівняння витрат на заміну конструкції, її ремонт або посилення. Вибирається варіант з меншими витратами, а річний економічний ефект визначається, як різниця витрат:

$$\mathcal{E} = c_z - c_v. \quad (7)$$

Вище наведені основні положення оцінки економічної ефективності експлуатації штучних споруд. При детальному розрахунку економічної ефективності враховуються втрати від введення обмеження швидкості руху поїздів по споруді під час виконання капітального ремонту чи часткової заміни основних елементів конструкції, втрати від застосування альтернативних методів перевезення вантажів чи перевезення вантажів по обхідних шляхах при виконанні заміни конструкції, що вийшла з ладу, а також втрати від простою вагонного парку та інше.

Виходячи з вищевикладеного, можна зробити висновок, що для ухвалення раціонального рішення по подальшій експлуатації штучної споруди, разом з традиційними методами оцінки технічного стану і розробкою рекомендацій по її подальшій експлуатації, необхідно виконувати і оцінку економічної ефективності при прийнятті того чи іншого способу реконструкції. Такий підхід дозволить значно підвищити надійність і подовжити довговічність штучних споруд, що знаходяться в експлуатації, а також дозволить застосувати цільове використання коштів, які щорічно виділяються на підтримку в працездатному стані штучних споруд, що експлуатуються на залізницях України та в інших галузях господарської діяльності.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Соломка, В. И. Оценка технического состояния железобетонных пролетных строений мостов и определение объема и структуры их текущего содержания [Текст] / В. И. Соломка, В. Л. Горобец, В. И. Борщов // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2005. – Вип. 6. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2005. – С. 180-185.
2. Зотова, Л. В. Критерии эффективной долговечности и надежности техники [Текст] : монография / Л. В. Зотова. – М.: Экономика, 1973. – 103 с.
3. Указания по определению экономической эффективности работ по капитальному ремонту искусственных сооружений [Текст] / Министерство путей сообщения СССР. – Л., 1977. – 77 с.

Надійшла до редколегії 23.02.2010.

Прийнята до друку 02.03.2010.

МЕТОД ВИЗНАЧЕННЯ СТАДІЙ ПЕРЕБІГУ КОРОЗІЙНИХ ПРОЦЕСІВ В АРМАТУРІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА СИГНАЛАМИ АЕ

В статті описано проведені дослідження електрохімічної корозії арматури залізобетонних зразків із використанням методу акустичної емісії. Задачею досліджень було виявити закономірності випромінювання сигналів акустичної емісії в залежності від механізму корозії арматури. Викладено основні результати досліджень. В якості критеріальної оцінки для виділення різних стадій перебігу корозійних процесів в арматурі залізобетонних конструкцій пропонується використовувати форму гістограм розподілу значень параметру K_p сигналів акустичної емісії.

В статье представлены результаты исследования электрохимической коррозии арматуры в лабораторных образцах с использованием метода акустической эмиссии. Задачей исследования было выявление закономерностей излучения сигналов акустической эмиссии в зависимости от механизма коррозии арматуры. Представлены основные результаты исследования. В качестве критерия оценки для выделения различных этапов коррозионных процессов в арматуре железобетонных конструкций предлагается использовать форму гистограмм значений параметра K_p сигналов акустической эмиссии.

The article describes the research of electrochemical corrosion of reinforcement concrete samples using the method of acoustic emission. The task of research was to identify patterns of acoustic emission signals depending on the mechanism of reinforcement corrosion. The basic research results are outlined. As evaluation criteria for the selection of different stages of corrosion processes in reinforced concrete structures the usage of histograms of acoustic emission parameter K_p is proposed.

В усьому світі проблема корозії залізобетонних конструкцій під впливом агресивних середовищ здобуває особливу актуальність. У конструкціях із недостатньою товщиною захисного шару бетону в результаті корозії виникають високі напруги, що призводять до появи в них тріщин. Теоретично наявність захисного шару бетону в залізобетонних конструкціях забезпечує їй довговічну безпечну роботу. Однак, насправді через недотримання товщини, низьку якість бетону, агресивне зовнішнє середовище, появу «блукуючих» струмів, корозія однаково відбувається. Це все призводить до того, що внаслідок корозії значно термін експлуатації конструкцій.

На сьогодні в Україні знаходиться в експлуатації понад 26 тис. мостів, споруди різноманітні не тільки за своїм призначенням, розмірами, але й за конструктивними особливостями та застосованими для їх спорудження будівельними матеріалами. Вони побудовані в різні роки за різними нормативними вимогами і характеризуються різним технічним станом. За матеріалом практично 93 % мостів залізобетонні [1].

Для протікання процесу електрохімічної корозії необхідні наступні умови:

- наявність активних ділянок поверхні металу, здатних до анодного розчинення – пе-

реходу атомів у розчинні іони за реакцією:

$$\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-;$$

- наявність речовин, необхідних для протікання катодної реакції, наприклад, з відновленням кисню: $\frac{1}{2}\text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 2\text{e}^- \rightarrow 2(\text{OH})^-$,

або відновлення водню: $2\text{H}^+ + 2\text{e}^- = 2\text{H} \rightarrow \text{H}_2$;

- наявність електроліту, у якому може здійснюватися рух іонів між анодом і катодом.

Щільний бетон, не карбонізований дією кислих газів атмосфери, має високу лужність порової рідини (рН ~13), створену присутністю NaOH, KOH та Ca(OH)₂, що утворюються при гідратації зерен клінкера. Порова рідина, звичайно, містить досить розчиненого кисню. У такому середовищі сталеві арматура перебуває в стані пасивності, і швидкість її корозії дуже мала внаслідок захисної дії оксидної плівки. У бетоні загальна втрата пасивності може виникати, якщо рН порової вологи в поверхні арматури значно знизиться проти вихідного високого значення. Це може бути результатом нейтралізації під дією кислих газів, що поглинаються бетоном (CO₂ й ін.) з повітря та дають початок загальній корозії сталі. Для підтримки пасивності сталі в лужному електроліті значення рН повинно бути не нижче 11,5.

Пасивність сталеної арматури може бути порушена хлорид-іонами. Вони можуть потрапляти в бетон різними шляхами, і якщо їхній вміст перевищує певний рівень, то вони викликають піттингову корозію сталі. Корозійний стан характеризується утворенням гальванічних пар з пасивною поверхнею сталі, що діє як катод, і малими анодними виразками, усередині яких підтримується висока концентрація хлориду й знижене значення рН.

На даний час для визначення корозійного пошкодження арматури переважно користуються приладами, принцип дії яких базується на визначенні різниці електродних потенціалів двох середовищ «арматура-бетон» та «електродом порівняння». Як правило, в якості «електроду порівняння» використовують мідносульфатні насичені електроди. В результаті використання цих приладів можливо визначити ділянки, де ймовірно проходить корозія. Інші дослідники обмежуються лише візуальним дослідженням арматурних стержнів у вирубках. Тому створення надійного методу діагностування корозійного пошкодження арматури в залізобетонних конструкціях є актуальною задачею.

Аналіз методів досліджень процесу корозії, виконаний авторами праць [2–6] показує, що багато дослідників надають перевагу акустико-емісійному методу дослідження, що дозволяє встановити накопичення пошкоджень. Акустична емісія (АЕ) – це явище, що полягає у випромінюванні пружних хвиль у твердих тілах при їх деформації [7–9]. Основними джерелами АЕ вважають процеси ковзання, руйнування в кристалах та їх скупчення, тертя поверхонь розриву одна до одної, рух дислокацій і зламів, релаксації пружної матриці при русі дислокацій, розвиток тріщин.

В роботі [2] відмічено, що метод АЕ дозволяє надійно діагностувати електрохімічну корозію, визначати її швидкість та залежності від зовнішніх факторів, рівня прикладеного навантаження. Також показано можливості визначення механізму, стадії та кінетику руйнування матеріалів в результаті корозії. В дослідженнях АЕ корозійних процесів автори робіт [2, 3] вказують, що в результаті високої чутливості методу до зміни структурних і механічних характеристик руйнування, кожному механізму корозії відповідає своє джерело сигналів АЕ із специфічними властивостями.

Для вивчення можливостей методу АЕ [10] в сфері діагностування корозії арматури залізобетонних конструкцій було проведено компле-

ксні випробування залізобетонних зразків. Програма випробувань передбачала проведення експериментальних досліджень залізобетонних зразків двох серій: залізобетонних балочок $40 \times 40 \times 160$ мм із добавкою до бетону 3 % інгібітору корозії Ferrogard 901 фірми Sika, та зразків аналогічного розміру без добавки до бетону інгібітору.

Зразки являли собою бетонні «балочки» розміром $40 \times 40 \times 160$ мм виготовлені із бетону В30. Для прискорення твердіння в бетонну суміш добавляли пластифікатор Sikament PC-143 в кількості 2 % від маси цементу. Зразок по центру армувався одним стержнем $\varnothing 5$ мм класу ВІ. Один кінець арматури, що виступав на поверхню зразка приєднувався до додатної клемми джерела живлення і виконував роль анода. Після цього торцеві площини зразків покривались шаром епоксидної смоли. Алюмінієва фольга, що виконувала роль катоду притискалась до бокових площин зразків. Зразки випробовували у віці 200 діб. Їх розташовували у контейнері зі зволоженою дерев'яною тирсою та подавали постійну електричну напругу $U = 50$ В.

Сигнали акустичної емісії, які виникали в досліджуваних зразках при електрохімічній корозії, реєстрували за допомогою програмно-технічного комплексу «АКЕМ». Датчик (п'єзоперетворювач) через шар акустично-прозорого мастила притискався до бокової поверхні зразка (рис. 1).



Рис. 1. Датчик акустичної емісії, встановлений на досліджуваному зразку

Сигнали з датчика підсилювались і надходили на ЕОМ для обробки і подальшого аналізу з використанням пакету програм програмно-технічного комплексу «АКЕМ». Програмно-технічний комплекс «АКЕМ» побудований на

базі персонального комп'ютера з використанням технології «PCLabCard». Підсилення сигналу АЕ здійснювалось попереднім підсилювачем з чутливістю на вході 10 мкВ, частотним діапазоном 100...2000 кГц, коефіцієнтом підсилення 70...90 дБ та з динамічним діапазоном

40...65 дБ. Смуга зрізу фронту низьких частот 9 кГц.

Запис АЕ відбувався через кожні 2...3 години від початку прикладання електричного навантаження на зразок.

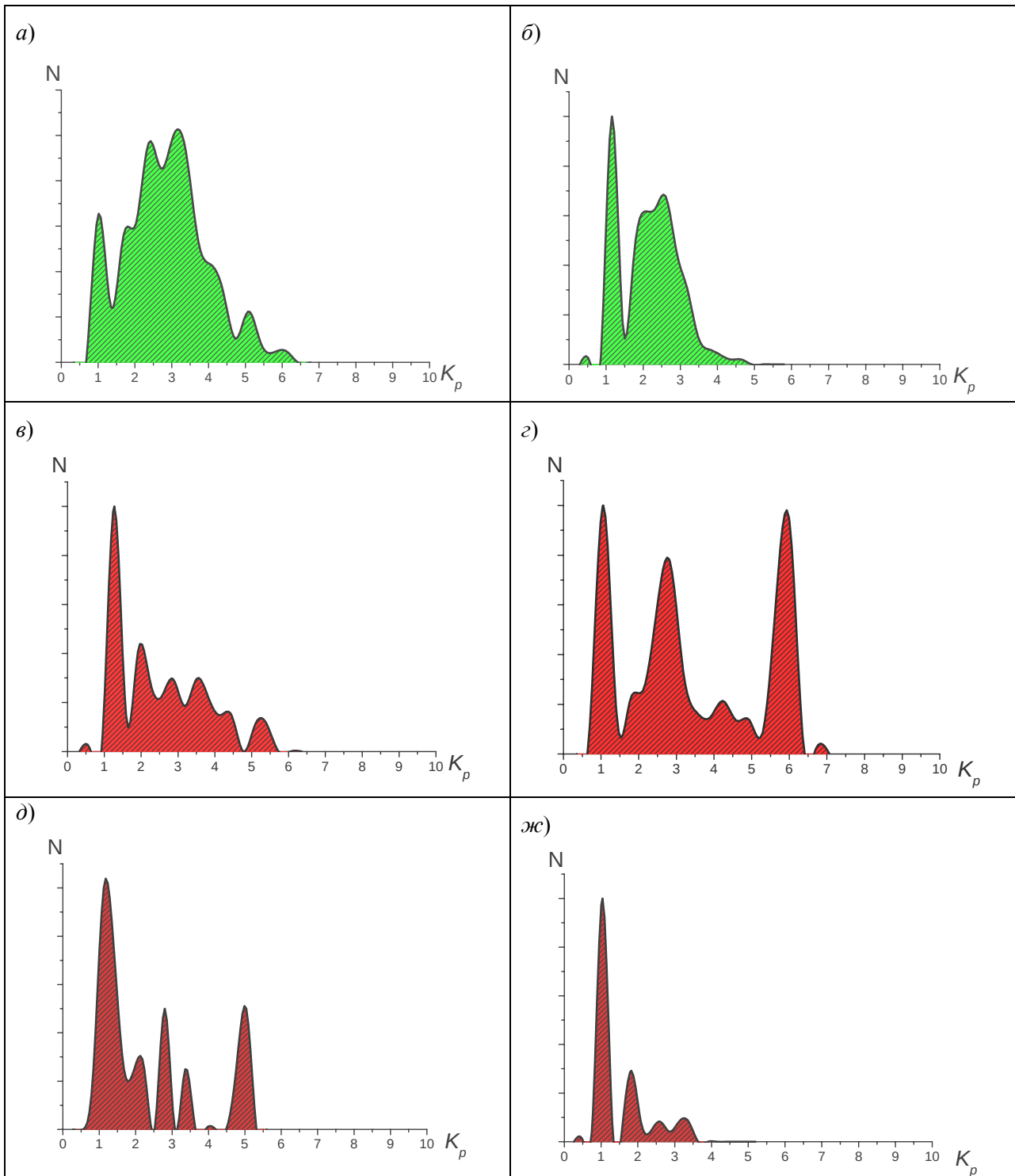


Рис. 2. Гістограми розподілу значень параметру K_p сигналів АЕ на різних стадіях перебігу корозійних процесів в арматурі об'єкту:
 а, б – корозія відсутня; в, г – руйнування пасиваційних плівок на поверхні арматури;
 д, е – анодне розчинення металу арматури

В якості інформативного параметру виділення різних стадій перебігу корозійних процесів в арматурі об'єкту за сигналами АЕ було використано критеріальну оцінку « K_p ». Згідно теоретичних положень « K_p » характеризує ступінь зміни густини енергії в зареєстрованому сигналі АЕ. Для його визначення використовують формулу:

$$K_{pj} = \lg\left(\frac{E_{cj}}{\tau_j}\right) + B + C, \quad (1)$$

де K_{pj} – значення параметру K_p для j -го зареєстрованого сигналу АЕ; E_{cj} – енергія від j -го зареєстрованого сигналу АЕ; τ_j – тривалість зареєстрованого сигналу АЕ; B – поправочний коефіцієнт по чутливості апаратури; C – поправочний коефіцієнт по порозу амплітудної дискримінації.

Коефіцієнти B та C визначаються згідно існуючих методик.

Розглядаючи залежності накопичення кількості та енергії реєстрованих сигналів акустичної емісії досліджуваних зразків під впливом електрохімічної корозії, варто відмітити схожість цих кривих при випробуванні досліджуваних серій зразків з інгібітором та без нього. Можна виділити декілька етапів перебігу акустичного процесу. Критеріальною оцінкою виділення різних стадій перебігу корозійних процесів в арматурі об'єкту є форма гістограм розподілу значень параметру K_p сигналів АЕ. Гістограми розподілу значень параметру K_p сигналів АЕ на різних стадіях перебігу корозійних процесів в арматурі об'єкту представлено на рис. 2.

Висновки

Проведені дослідження показали, що метод АЕ дає змогу зафіксувати процеси електрохімічного корозійного руйнування арматури в залізобетонних конструкціях. В якості критеріальної оцінки для виділення різних стадій перебігу корозійних процесів в арматурі залізобетонних

конструкцій можливо використовувати форму гістограм розподілу значень параметру K_p сигналів АЕ. Подальші дослідження дадуть змогу створити надійну та сучасну методику оцінки розвитку корозійних пошкоджень арматури залізобетонних конструкцій із використанням методу АЕ.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Климпуш, М. Д. Проблеми ремонту і реконструкції мостів на дорогах загального користування України [Текст] / М. Д. Климпуш // Будівельні конструкції. – 2001. – № 54. – С. 39-47.
2. Разработка акустико-эмиссионного метода идентификации коррозии [Текст] / Г. Б. Муравин и др. // Дефектоскопия. – 1991. – № 1. – С. 58-65.
3. Задачи акустико-эмиссионной диагностики процесса коррозии [Текст] / Г. Б. Муравин и др. // Дефектоскопия. – 1990. – № 2. – С. 18-28.
4. Бакулин, А. В. Акустическая эмиссия при анодном окислении алюминия и титана [Текст] / А. В. Бакулин, В. И. Попов // Защита металлов. – 1985. – № 6. – С. 824-827.
5. Retting, T. W. Emission Monitoring of Corrosion Reactions [Текст] / T. W. Retting, M. J. Felsen // Corrosion. – 1976. – No. 32. – P. 121.
6. Mansfeld, F. Emission from corroding electrodes [Текст] / F. Mansfeld, P. J. Stocker // Corrosion. – 1976. – No. 35. – P. 541.
7. Розрахунки на міцність та випробування технічних виробів. Акустична емісія. Терміни та визначення ДСТУ 2374-94 [Текст].
8. Филоненко, С. Ф. Акустическая эмиссия. Измерение, контроль, диагностика [Текст] / С. Ф. Филоненко. – Мин. образования Украины. КМУЦА. – 1999. – 304 с.
9. Standard Definitions of Terms Relating to Acoustic Emission ASTM E 1316-94 [Текст].
10. Дослідження акустичної емісії залізобетону під час електрохімічної корозії [Текст] / П. М. Коваль та ін. // Будівництво України. – 2005. – № 8. – С. 8-11.

Надійшла до редколегії 16.03.2010.

Прийнята до друку 26.03.2010.

ИСПЫТАНИЯ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ МЕДЛЕННО ДВИЖУЩЕЙСЯ НАГРУЗКОЙ

Виділено особливості та переваги випробувань мостових конструкцій навантаженням, що повільно рухається. Запропоновано алгоритм обчислення ординат натурних ліній і поверхонь впливу за даними таких випробувань.

Отмечены особенности и преимущества испытаний мостовых конструкций медленно движущейся нагрузкой. Предложен алгоритм вычислений ординат натуральных линий и поверхностей влияния по данным таких испытаний.

Peculiarities and advantages of bridge structure tests under slow moving load are pointed out. The calculation algorithms for finding in-situ influence line ordinates based on the results of the tests are proposed.

В последние годы на вооружении мостоиспытательных станций и научно-исследовательских лабораторий появилось новое поколение датчиков, регистрирующей аппаратуры и компьютерных программ для записи, хранения, обработки и визуализации результатов измерения величин фибровых деформаций, перемещений, ускорений и т.п. в испытываемых конструкциях.

Объединение в одну сеть компьютера и приборов для измерения физических параметров открыло широкие возможности как для повышения точности и увеличения объема снимаемой информации, так и для решения трудоемких вычислительных задач, связанных с обработкой больших её массивов.

Новые возможности дают основания для пересмотра традиционных подходов к организации и проведению натурных испытаний. В этом плане испытания мостовых конструкций медленно движущейся «проползающей» с постоянной скоростью нагрузкой представляют особый интерес и являются весьма перспективным направлением.

При малой скорости движения нагрузки (до 5 км/ч) усилия в элементах испытываемой конструкции меняются плавно, не вызывая колебаний последней. При этом с датчиков в память компьютера будут записываться «статические» значения измеряемых величин связанных с конкретным, но меняющимся, положением нагрузки на пролётном строении моста. Очевидно, что время необходимое на проведение таких испытаний намного меньше, чем при последовательной перестановке испытательной нагрузки на проезжей части моста сначала в одно положение и снятие показаний приборов, затем в следующее и т.д. (А для построения

натурных линий влияния без таких перестановок нагрузки раньше вообще нельзя было обойтись.)

Частота, скорость и объём снимаемых с датчиков показаний при «проползающей» нагрузке несопоставимо большие, чем при обычных статических испытаниях. Всё это, в сочетании с возможностями использования встроенных математических библиотек в компьютерных программах для записи, хранения и анализа данных измерений, открывает перспективу оперативного, прямо на объекте, получения в удобной форме (числовой или графической) конечных результатов испытаний.

Например, задав соответствующий алгоритм вычислений и вводя весовые и геометрические параметры испытательной нагрузки, можно строить натурные линии влияния и сравнивать их с теоретическими. А это – более высокий уровень сравнения, чем традиционное сравнение по отдельным значениям фактических и расчётных величин прогибов или напряжений при заданном статическом положении нагрузки.

Таким образом, отработка и широкое внедрение в мостоиспытательную практику методики натурных испытаний медленно движущейся нагрузкой является актуальной технической задачей.

Одним из необходимых шагов на пути её решения должен быть выбор и задание рационального алгоритма вычислений ординат искомым натурных линий влияния, зависящий как от типа испытательной нагрузки (колёсная или гусеничная) так и от направления, в котором эта нагрузка движется (вдоль или поперёк проезжей части моста).

Проблема здесь заключается в следующем: на практике колёсная испытательная нагрузка имеет как минимум две оси (4 колеса) и в общем случае её вес передаётся на пролётное строение не менее чем в четырёх точках. А вес гусеничной нагрузки – на две полосы (колеи). Таким образом, воздействие подвижной испытательной нагрузки на пролётное строение всегда является «многоточечным», а это значит, что заносимая при этом в память компьютера функция-осциллограмма $F(x)$ является интегральной. Нам же, проводя натурные испытания, в конечном результате желательно знать реакцию сооружения $f(x)$ на «точечное» действие единичной силы в каждой точке (x – координата точки) выбранного сечения пролётно-го строения или, как минимум, воздействие «двухточечное» от одной оси.

Автором в работах [1, 2], были предложены алгоритмы вычисления ординат натуральных продольных и поперечных линий влияния по результатам испытаний мостовых конструкций медленно движущейся нагрузкой как двухосной, так и многоосной колёсной, а так же гусеничной. Однако, все определяемые по этим алгоритмам ординаты, строго говоря, являются осреднёнными в том смысле, что формально нами они относятся к сечению пролётно-го строения, которое совпадало с осевой движения испытательной нагрузки. На самом же деле, все они являются суммарным результатом загрузки одной осью нагрузки двух (нам пока достоверно неизвестных) линий влияния для сечений, совпадающих одно с левой, а другое – с правой её колёсами.

Во многих практических случаях такое «осреднение» является приемлемым и дальнейших уточнений не требует. Прежде всего, это относится к железнодорожным мостам, где ось пути совпадает с осью пролётных строений.

Для автодорожных пролётных строений с большой шириной проезжей части, как для уточнения их фактической грузоподъёмности, так и в исследовательских целях, бывает желательным определить точные значения ординат натурной линии влияния для конкретного поперечного сечения пролётно-го строения или же построить по результатам испытаний фактическую поверхность влияния. В общем случае достичь этого можно лишь путём совместной математической обработки двух и более записей-осциллограмм показаний того или иного датчика при различных траекториях движения испытательной нагрузки.

Для решения этой задачи возможен следующий подход. Пусть нам необходимо найти ординаты натурной поперечной линии влияния $f_n(x)$ в заданном сечении n – n пролётно-го строения, схематически показанного на рис. 1.

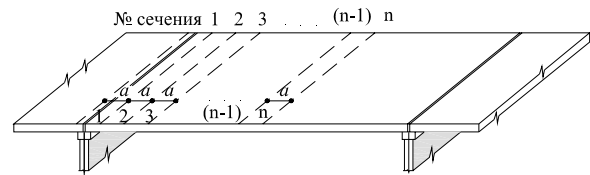


Рис. 1. Разметка пролётно-го строения для последовательного нахождения ординат натуральных поперечных линий влияния в его сечениях

От выбранного сечения в сторону ближнего конца пролётно-го строения на проезжей части с шагом a , равным ширине колеи двухосной колёсной испытательной нагрузки, наносится поперечная разметка (направляющие линии для колёс). Пропуская испытательную нагрузку сначала так, что бы лишь одна её колея находилась на пролёте, а вторая – вне его (на опоре или соседнем пролёте), мы получаем возможность определить точные значения натурной поперечной линии влияния $f_1(x)$ именно для сечения 1–1 пролётно-го строения. То есть для того сечения пролётно-го строения, где была нанесена ближняя к опоре линия разметки.

Действительно, выбрав в качестве испытательной нагрузки двухосный автомобиль, обязательным требованием к которому должна быть заметная разница давлений на переднюю P_1 и заднюю P_2 его оси, и записав для сечения 1–1 в память компьютера функцию-осциллограмму $F_{1,1}(x)$ при движении грузовика слева направо кабиной вперёд (рис. 2, а), а затем для того же сечения функцию-осциллограмму $F_{1,2}(x)$ при движении грузовика слева направо кабиной назад (рис. 2, б) можно составить систему из двух линейных уравнений:

$$\begin{cases} F_{1,1}(x) = \frac{1}{2}P_1f_1(x+a) + \frac{1}{2}P_2f_1(x); \\ F_{1,2}(x) = \frac{1}{2}P_2f_1(x+a) + \frac{1}{2}P_1f_1(x), \end{cases} \quad (1)$$

в которой неизвестными являются искомая функция $f_1(x)$ и функция $f_1(x+a)$.

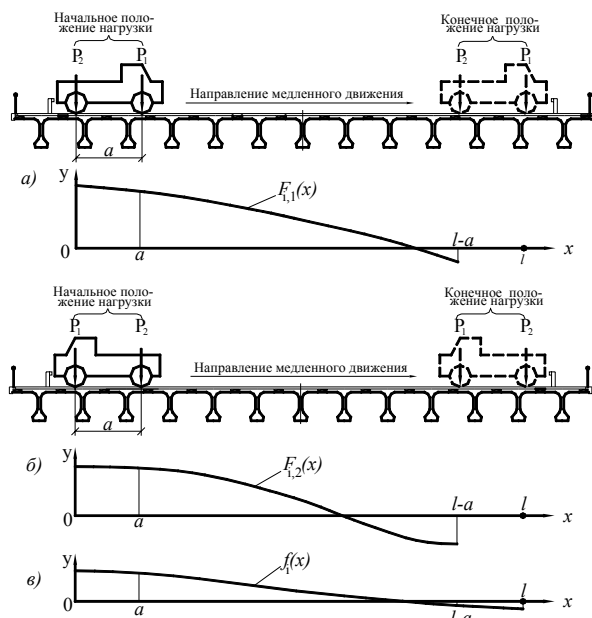


Рис. 2. Схема загрузки автодорожного пролётного строения испытательной нагрузкой с целью построения поперечных линий влияния в i -ом сечении:

а) – исходное и конечное положения нагрузки при её движении кабиной вперёд и соответствующий такому движению график функции загрузки $F_{i,1}(x)$ (осциллограмма); б) – исходное и конечное положения нагрузки при её движении задним ходом и соответствующий такому движению график функции загрузки $F_{i,2}(x)$;

в) – искомая линия влияния $f_i(x)$.

При условии $P_1 \neq P_2$ система (1) будет иметь единственное решение:

$$f_1(x) = \frac{2[P_2 F_{1,1}(x) - P_1 F_{1,2}(x)]}{P_2^2 - P_1^2}. \quad (2)$$

Заметим, что выражение (2) определяет функцию $f_1(x)$ на отрезке $[0, l-a]$ (см. рис. 2, в). Несложно показать, что на отрезке $[a, l]$ функция $f_1(x)$ определяется выражением:

$$f_1(x) = \frac{2[P_2 F_{1,2}(x-a) - P_1 F_{1,1}(x-a)]}{P_2^2 - P_1^2}. \quad (3)$$

Таким образом, ординаты поперечной линии влияния в сечении 1–1 могут быть вычислены и линия построена для всей той части ширины пролётного строения l (при $l \geq 2a$), над которой находились колёса грузовика во время испытаний.

Затем нагрузку пропускают со сдвижкой вдоль пролёта на один шаг, записав в память компьютера функции-осциллограммы $F_{2,1}(x)$ и $F_{2,2}(x)$. Поскольку при этом одна колея нагрузки совпадает с сечением 2–2, а вторая с сечением 1–1, где функции-осциллограммы $F_{1,1}(x)$ и $F_{1,2}(x)$ нам уже известны, то функции загрузки только сечения 2–2 $\Phi_{2,1}(x)$ и $\Phi_{2,2}(x)$ можно получить как разности соответствующих функций-осциллограмм, уже занесенных в память компьютера, а именно:

$$\Phi_{2,1}(x) = F_{2,1}(x) - F_{1,1}(x); \quad (4)$$

$$\Phi_{2,2}(x) = F_{2,2}(x) - F_{1,2}(x). \quad (5)$$

Теперь, заменив в формуле (2) $F_{1,1}(x)$ на $\Phi_{2,1}(x)$ и $F_{1,2}(x)$ на $\Phi_{2,2}(x)$, а в формуле (3) поменяв $F_{1,1}(x-a)$ на $\Phi_{2,1}(x-a)$ и $F_{1,2}(x-a)$ на $\Phi_{2,2}(x-a)$, можно вычислить ординаты поперечной линии влияния для сечения пролётного строения 2–2, т.е. определить функцию $f_2(x)$.

Поступая последовательно подобным образом, для следующего поперечного сечения пролётного строения 3–3 будем иметь:

$$\Phi_{3,1}(x) = F_{3,1}(x) - \Phi_{2,1}(x); \quad (6);$$

$$\Phi_{3,2}(x) = F_{3,2}(x) - \Phi_{2,2}(x), \quad (7),$$

а значит можно вычислить ординаты поперечной линии влияния $f_3(x)$ и для этого сечения пролётного строения.

Для сечения $n-n$ функции для подстановки в формулы (2) и (3), по которым находятся ординаты поперечной линии влияния $f_n(x)$, будут:

$$\Phi_{n,1}(x) = F_{n,1}(x) - \Phi_{(n-1),1}(x); \quad (8)$$

$$\Phi_{n,2}(x) = F_{n,2}(x) - \Phi_{(n-1),2}(x); \quad (9)$$

$$\Phi_{n,1}(x-a) = F_{n,1}(x-a) - \Phi_{(n-1),1}(x-a); \quad (10)$$

$$\Phi_{n,2}(x-a) = F_{n,2}(x-a) - \Phi_{(n-1),2}(x-a). \quad (11)$$

Таким образом, поставленная задача полностью решена. Этим же способом можно получить данные для построения натурной поверхности влияния на всей площади проезжей части испытываемого пролётного строения.

Выводы

1. Давно известный, но мало используемый в мостоиспытательной практике приём загрузки мостовых конструкций медленно движущейся нагрузкой, при наличии современной измерительной аппаратуры, объединённой в одну сеть с компьютером, имеет целый ряд существенных преимуществ перед традиционными статическими испытаниями, ставящими целью построение натуральных линий влияния. При этом сокращается время, необходимое на проведение испытаний, и увеличивается объём получаемой полезной информации.

2. Предложенный алгоритм вычисления ординат натуральных поперечных линий влияния позволяет реализовать потенциальную возможность оперативного (в полевых условиях) получения и анализа конечных результатов испытаний. И, в частности, строить не только линии, но и натурные поверхности влияния напряжений, перемещений и т.п. для всех тех точек конструкции, где были установлены соответствующие датчики.

3. Совершенствование методики проведения натуральных испытаний медленно движущейся нагрузкой и создание банка данных получаемых при этом результатов будут способствовать повышению объективности в оценках фактического состояния находящихся в эксплуатации мостов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сухоруков, Б. Д. Алгоритм вычисления ординат линий влияния по экспериментальным данным [Текст] / Б. Д. Сухоруков // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2008. – Вип. 22. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2008. – С. 125-128.
2. Сухоруков, Б. Д. Построение линий влияния по осциллограммам загрузки мостовых конструкций медленно движущейся испытательной нагрузкой [Текст] / Б. Д. Сухоруков // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. тр. / ПГАСА. – Д.: Изд-во ПГАСА, 2008. – Вып. 47. – С. 460–467.

Поступила в редколлегию 10.03.2010.

Принята к печати 19.03.2010.

ЗОНА ДИСПЕРСИИ В СТРУНОБЕТОННЫХ БРУСЬЯХ СТРЕЛОЧНЫХ ПЕРЕВОДОВ

Представлено варіанти, що застосовуються для визначення розподілу напруги в попередньо напружених елементах. Запропоновано авторський метод визначення зони розподілу напруги в струнобетонних брусах стрілочних переводів.

Представлены применяемые варианты определения распределения напряжений в преднапряжённых элементах. Предложен авторский метод определения зоны распределения напряжений в струнобетонных брусках стрелочных переводов.

The applied variants for determination of distribution of tensions in prestressed elements are presented. The author's method for determination of area of distribution of tensions in the stringed concrete squared beams of switches is suggested.

В Польше изготавливали струнобетонные шпалы INBK-7 с напрягаемой арматурой в виде прядей 7 Ø 2,5 мм. Производство шпал выполнялось на длинных стендах для изготовления предварительно напряжённых элементов с натяжением арматуры на упоры. Такая технология имела свои недостатки и достоинства. В шпалах и брусках стрелочных переводов расстояние между торцом элемента и подрельсовым сечением составляло только 500 мм. В струнобетонных шпалах и брусках стрелочных переводов в подрельсовом сечении не создавалось эффективное напряжение ввиду того, что длина анкеровки арматуры была больше, чем расстояние между торцом элемента и подрельсовым сечением. При других видах арматуры получились такие же недостатки.

Прогрессом в производстве шпал и брусков стрелочных переводов было применение новой технологии преднапряжения и новой развязки зоны анкеровки напрягающей арматуры.

Новые брусья приняты в виде балок постоянного поперечного сечения. Поперечное сечение брусков запроектировано трапециевидным с основаниями 260 мм (верхнее), 290 мм (нижнее) и высотой 210 мм. Армирование бруса состоит из 12 стальных стержней диаметром 8 мм. Напрягающее усилие, после учёта потерь напряжения, равно 551,52 кН. Величина эксцентриситета равнодействующей напрягающей силы относительно центра тяжести поперечного сечения бруса составляет 5 мм. Брусья изготавливаются из бетона М50. В зоне анкеровки на арматурных стержнях путем высадки создавались головки типа BBRV и использовались стальные плиты с отверстиями. Площадь плиты для двух стержней равна 17,4 см². Натяжение арматуры производилось с упором на стальные

формы, а преднапряжение элемента выполнялось после бетонирования, уплотнения и пропарки. Анкеровка арматуры производилась за счёт передачи напряжений на бетон с помощью анкеров в виде высаженных головок и стальных плит.

В зоне анкеровки образуется пространственное напряжённое состояние, и в связи с этим следует проверить бетон на местное сжатие, растягивающие напряжения в поперечном направлении и предупреждение выколов бетона. Указанное напряжённое состояние возникает на длине от торца элемента равной его высоте [1, 2].

В работе [2] предлагаются два варианта расчёта зоны анкеровки. В первом варианте рассматривается отрезок элемента длиной, равной его высоте (считая от торца). Определяется равновесие отрезка элемента при загрузении торцевой поверхности силами, возникающими от напрягаемой арматуры, а в сечении на расстоянии, равном высоте элемента, учитываются напряжения нормальные и касательные. Во втором варианте зону анкеровки заменяют фермой, вычисляют силы в растянутых и сжатых стержнях и применяют ненапряжённую арматуру.

В европейских нормах (PN-EN 1992-1-1:2008) предполагается, что распределение напряжений в бетоне от напрягающей силы происходит под углом распределения величиной $2\beta = 67,4^\circ$. С учетом угла распределения определяется такое первое (считая от торца) поперечное сечение элемента, в котором эпюры нормальных напряжений будут линейными.

На рис. 1 представлены два варианта зоны распределения напряжений в бруске.

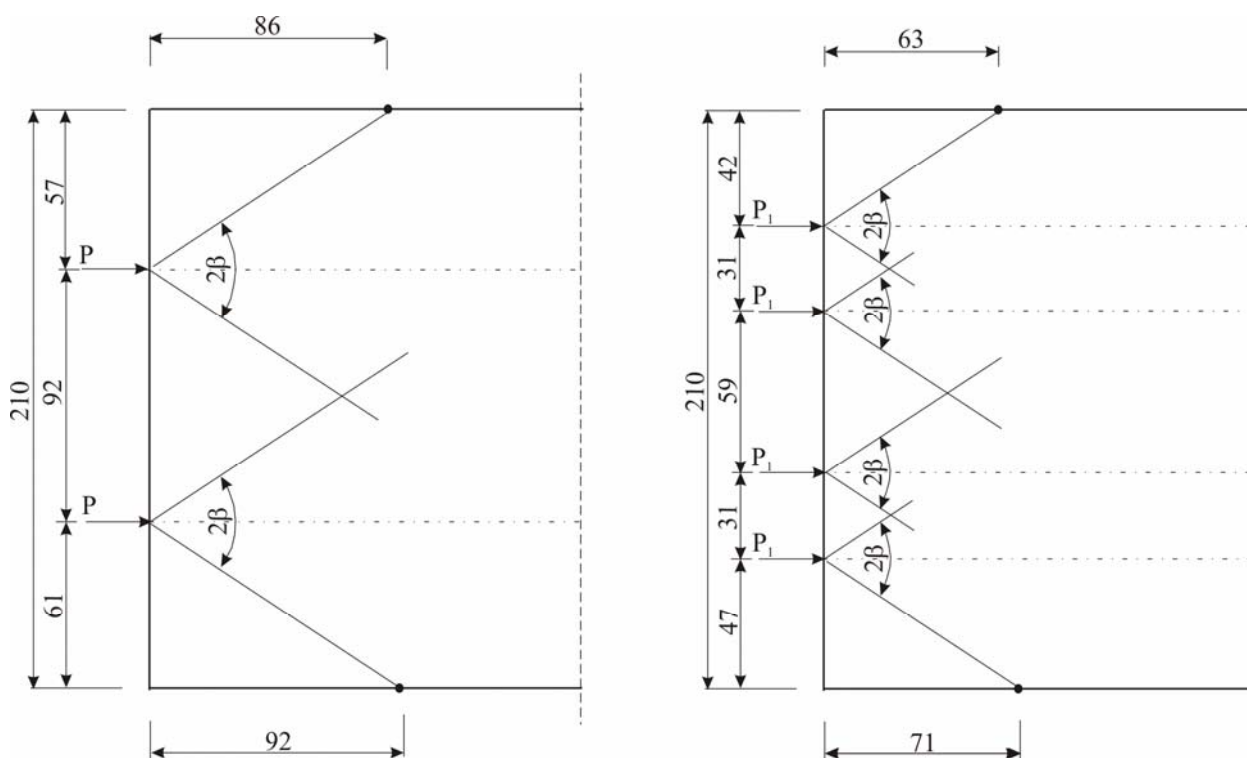


Рис. 1. Определение зоны распределения напряжений согласно рекомендациям нормы PN-EN 1992-1-1:2008

Для первого варианта показано распределение при действии двух сил P , а для второго – при действии четырёх сил P_1 . Сила P_1 равна напрягающей силе в одном стержне $\varnothing 8$ мм. Из полученных результатов следует, что в первом варианте на расстоянии 92 мм от торца образуется линейная эпюра нормальных напряжений в бетоне элемента, а во втором это расстояние равно 71 мм. Эти результаты дают возможность определять положение сечения, в котором происходит полное предварительное напряжение бетона. Полученные растяжения слишком малы по сравнению с высотой бруса (210 мм). Безусловно, в брусках в зоне анкеровки необходимо проверять экстремальные напряжения и применять косвенное ненапрягающее, по конструктивным соображениям, армирование. Кроме того, необходимо определить зону распределения. Зона распределения начинается в торце элемента в точке на оси напрягающей арматуры [5]. При определении зоны распределения не учитывались размеры анкерных устройств. В действительности размеры анкеров непосредственно влияют на величину зоны распределения. Площадь контакта анкеров с бетоном торца элемента влияет на местное сжатие бетона, а также на величину зоны распределения. Основным свойством анкерных устройств является их большая жёсткость, и поэтому усилие с напрягаемой арматуры передаётся на бетон равномерно на всей площади анкеров.

Автором выполнен анализ нормальных напряжений в зоне анкеровки с целью определения зоны распределения. Расчёты бруса проведены методом конечных элементов для случая нагружения его только сосредоточенными силами, имитирующими предварительное напряжение. Напрягающие силы заменялись силами, действующими в узлах сетки дискретизации. Проведен анализ и получены эпюры нормальных напряжений в сечениях бруса. Зона распределения определяется как расстояния между анкерными плитами и сечениями, в которых эпюры нормальных напряжений будут линейными. За пределами зоны распределения нормальные напряжения остаются постоянными. Результаты расчётов характеризуются тем, что на нижней и верхней гранях бруса нормальные напряжения увеличиваются по мере отдаления от сечения, в котором установлены стальные плиты (анкеры). За пределами зоны распределения образуется эффект полного преднапряжения бетона. На основе результатов расчетов, приведенных на рис. 2, длина зоны распределения равна 230 мм от стальных анкерных плит. Длина зоны распределения, определённая согласно указаниям нормы PN-EN 1992-1-1: 2008, является в 2,5 раза меньше по сравнению с длиной, определённой на основе анализа нормальных напряжений.

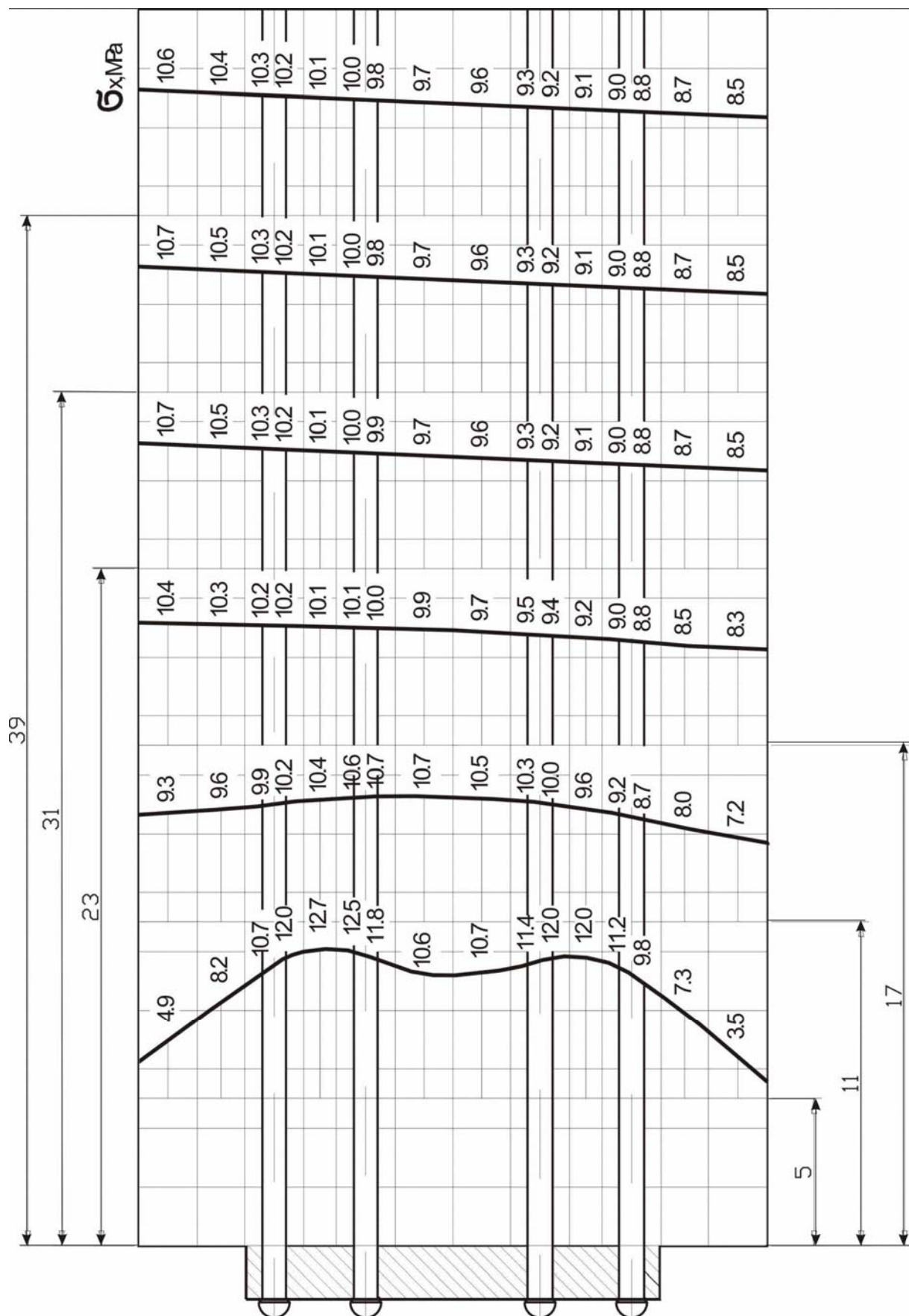


Рис. 2. Эпюры нормальных напряжений в зоне анкеровки арматуры бруса стрелочного перевода

Заключение

Предложенный метод определения зоны распределения на основе расчета нормальных напряжений является несравнимо более убедительным, чем способ, рекомендованный в нормах [5], или устаревшая схема заменяющих ферм [2] со сжатыми и растянутыми условными стержнями.

В большинстве преднапряженных элементов максимальный изгибающий момент образуется на большом расстоянии от зоны анкеровки арматуры. Зона распределения напряжений в местах расположения анкеров для таких элементов не имеет существенного значения. Брусья и шпалы являются специфическими изгибаемыми элементами, в которых подрельсовое сечение расположено на расстоянии 500 мм от торца, и поэтому определение сферы дисперсии является важным фактором при определении несущей способности и трещиностойкости подрельсового сечения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Praca zbiorowa pod redakcją B. Lewickiego: Konstrukcje betonowe, żelbetonowe i sprężone. Komentarz naukowy do PN-B-03664:2002 [Текст]. – Warszawa: Instytut Techniki Budowlanej, 2005.
2. Sekcja konstrukcji betonowych KILiW PAN – praca zbiorowa: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetonowych i sprężonych według Eurokodu-2 [Текст]. – Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2006.
3. Syczewski, M. Obliczanie podkładów na sprężystym podłożu [Текст] / M. Syczewski // Analiza badania ich rysoodporności. – Białystok: ZN. PB., 1985.
4. Syczewski, M.: Badanie sfery zakotwienia w podrozjazdnicach SP-93 [Текст] / M. Syczewski, R. Tribińo, J. Wiszniewski // Białystok, ZN. PB. – 1998. – № 18.
5. PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków [Текст]. – Warszawa: PKN, 2008.

Поступила в редколлегию 09.03.2010.

Принята к печати 14.03.2010.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭКСТРЕМАЛЬНЫХ НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В СТРУНОБЕТОННЫХ БРУСЬЯХ СТРЕЛОЧНЫХ ПЕРЕВОДОВ

Представлено метод оцінки екстремальних нормальних напружень в брусах стрілочних переводів для крайніх схем навантажень.

Представлен метод оценки экстремальных нормальных напряжений в брусках стрелочных переводов для крайних схем нагрузок.

The method of estimation of extreme normal tensions in the squared beams of switches for the extreme charts of loadings is presented.

Схема рельсов, шпал и брусков стрелочных переводов составляет ростверк на многослойном упругом основании под динамической нагрузкой. При расчёте внутренних усилий в шпалах и брусках стрелочных переводов применяются упрощённые схемы и статические нагрузки [2, 3]. Расчётная статическая схема бруса принята в виде балки постоянной жёсткости на упругом основании. Коэффициент постели балластного слоя и земляного полотна принято: $C = 100 \text{ Н/см}^3$. Схема внешней нагрузки, согласно требованиям польских железных дорог [1], принята в виде сосредоточенных сил: горизонтальной $H = 60,00 \text{ кН}$, вертикальной $P = 140,00 \text{ кН}$. Бруска стрелочных переводов в зависимости от их расположения являются балками различной длины в пределах 2200...5000 мм. В Польше изготавливают струнобетонные бруска постоянного по длине сечения. Поперечное сечение брусков – трапециевидное с основаниями 290 мм (нижнее), 260 мм (верхнее) и высотой 210 мм. Вес погонного метра бруса составляет 152 кг, площадь поперечного сечения – 601 см^2 , а площадь опирания на балласт – $2999 \text{ см}^2/\text{м}$. Напрягаемая арматура состоит из 12-и стальных стержней диаметром 8 мм, с высаженными головками типа BBRV [4]. Основную анкеровку обеспечивают стальные плиты и высаженные головки. Сцепление арматуры с бетоном имеет второстепенное значение. Напрягающее усилие, после учёта потерь напряжения, равно 551,52 кН. Равнодействующая напрягающей силы расположена на 5 мм выше центра тяжести поперечного сечения. Бруска изготавливают из бетона марки М50.

Результаты расчетов, приведенные в настоящей статье, относятся к стрелочному переводу типа RzS 49-190-1:9, в котором насчиты-

вается 53 бруса. В зависимости от номера бруса меняется схема внешней нагрузки.

В статье представлены результаты расчёта для бруса номер 39, длина которого равна 4000 мм. Расчёты выполнены методом конечных элементов (МКЭ). В расчётной схеме внешняя нагрузка и напрягающее усилие заменены на силы, сосредоточенные в узлах сетки. Напрягающие силы передаются на бетон через стальные плиты. Расчёты выполнены при условии, что внешняя нагрузка действует только в подрельсовых сечениях левой части бруса, а правая часть остаётся незагруженной. Принято также, что не учитывается собственный вес бруса. Расчёты проведены для 3-х схем нагрузок. В первой схеме действует только вертикальная нагрузка P в подрельсовых сечениях; во второй, кроме вертикальной нагрузки, на левое подрельсовое сечение действует горизонтальная сила H на уровне головки рельса. В третьей схеме приняты вертикальные силы в подрельсовых сечениях P и горизонтальная сила H в подрельсовом сечении в середине длины бруса. При такой нагрузке правая, незагруженная часть бруса, будет перемещаться вверх при всех трёх видах нагрузок. Например, при нагрузке согласно первой схеме, перемещение правого торца бруса равно 0,16 см. Результаты расчетов для трёх схем нагрузки и невесомости бруса будут считаться экстремальными. В действительности не может быть свободного перемещения правой незагруженной части бруса. Таким перемещениям будут противодействовать собственный вес бруса, креплений, рельсов и соседних брусков. Правая часть рельсов не может быть загружена эксплуатационной нагрузкой одновременно с левой. Для всех схем внешней нагрузки и напрягающей силы построены эпюры нормальных напряжений (рис. 1–3).

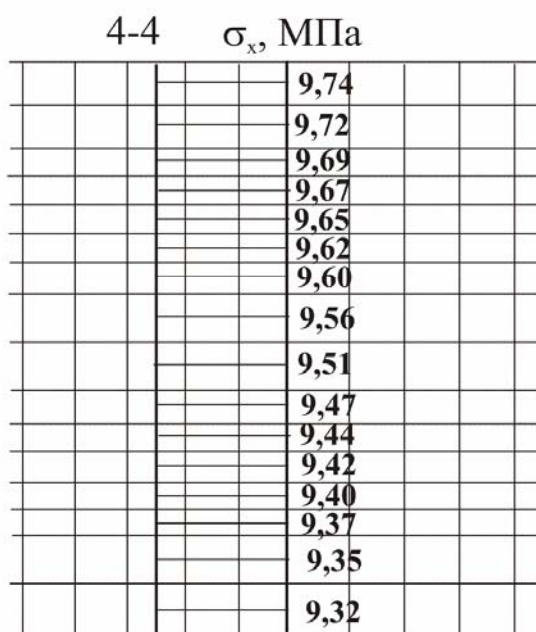
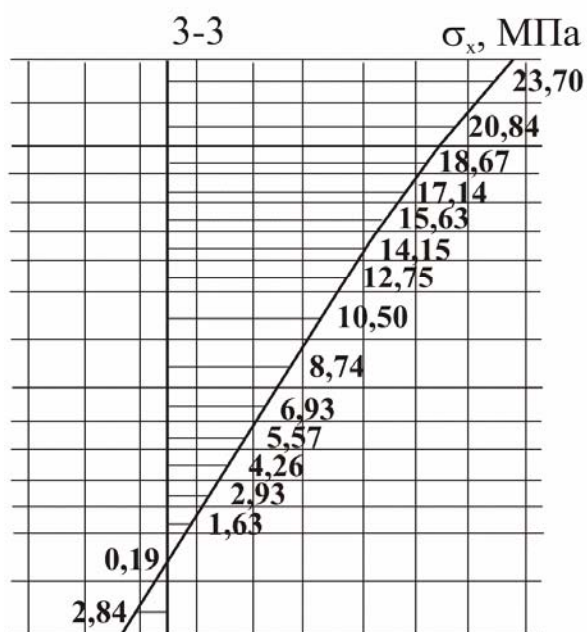
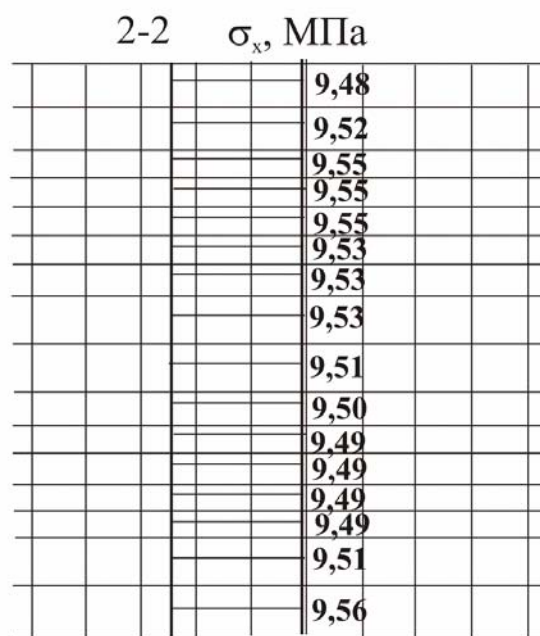
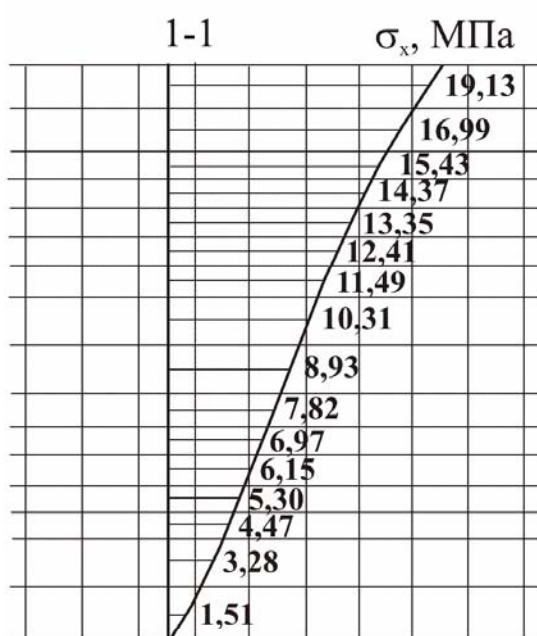
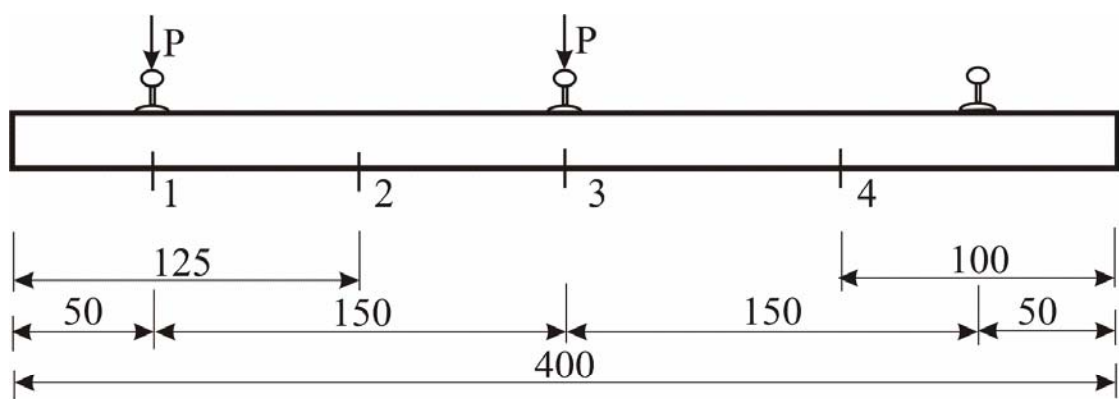


Рис. 1. Эпюры нормальных напряжений для первой схемы нагрузки

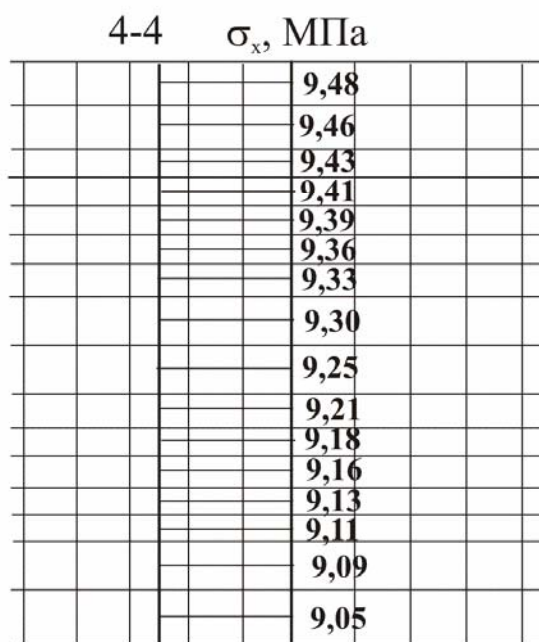
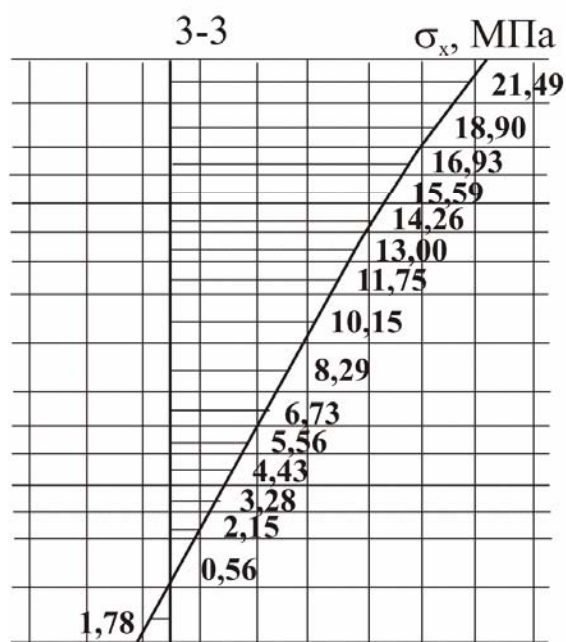
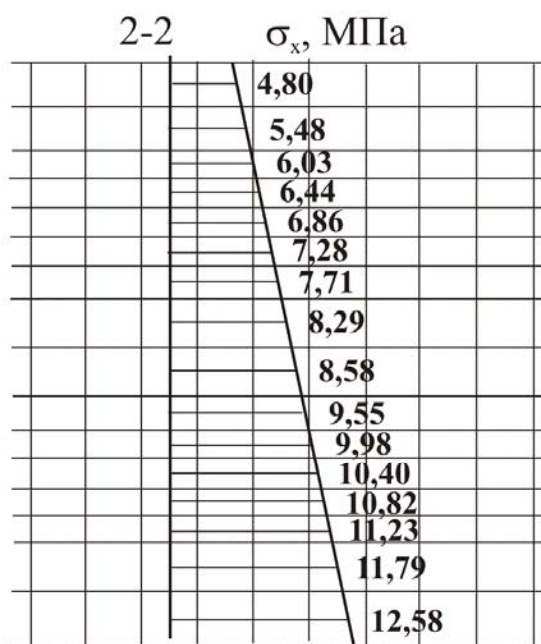
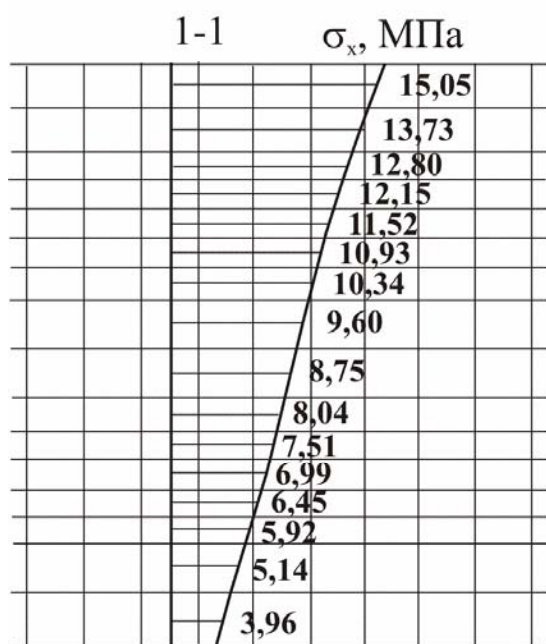
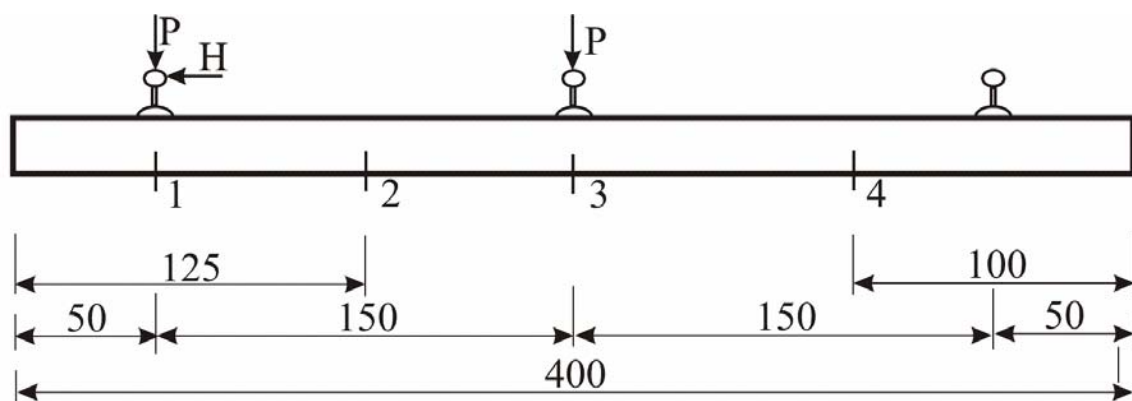


Рис. 2. Эпюры нормальных напряжений для второй схемы нагрузки

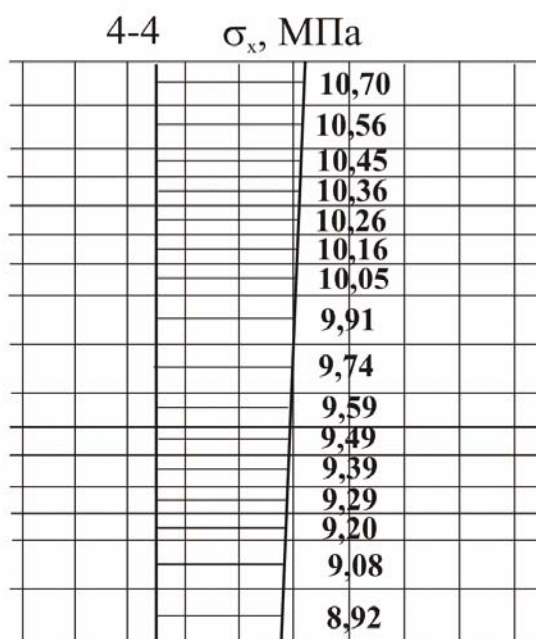
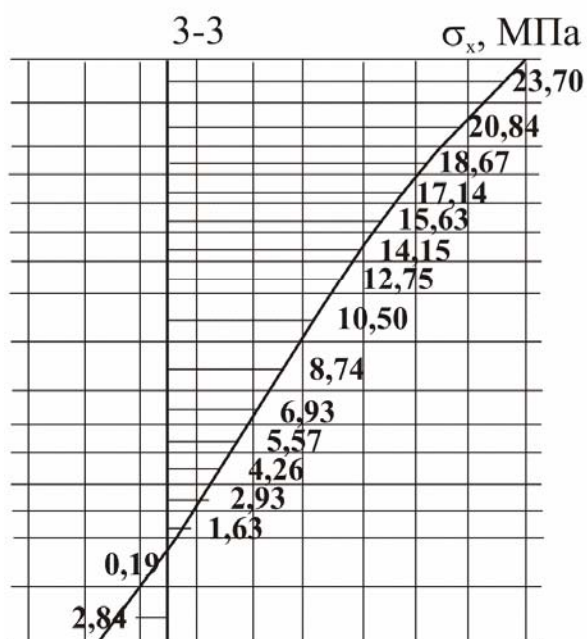
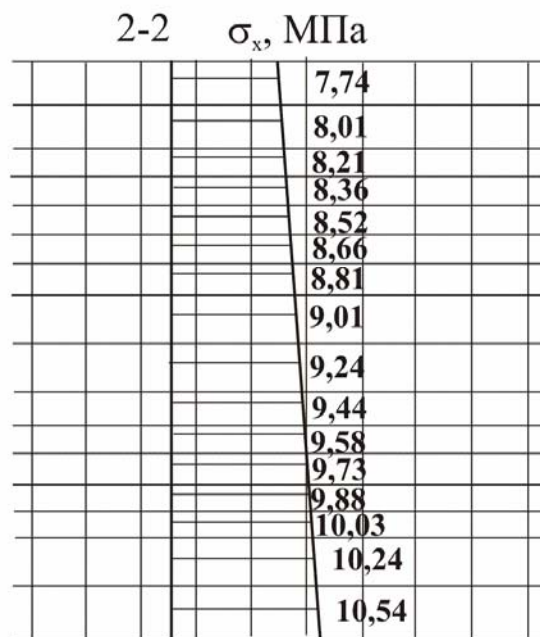
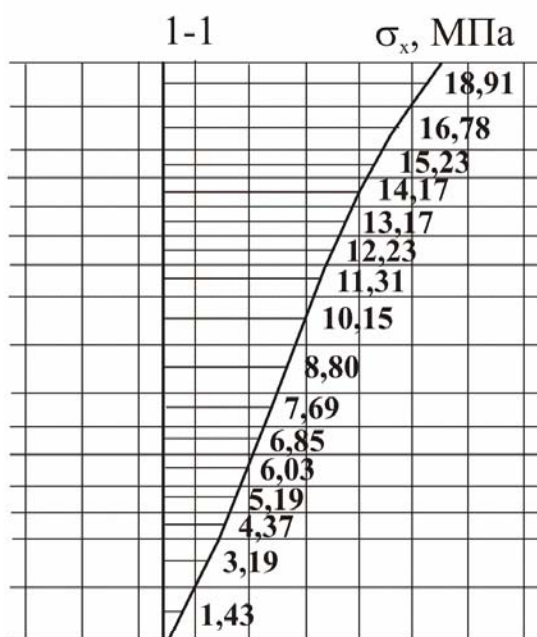
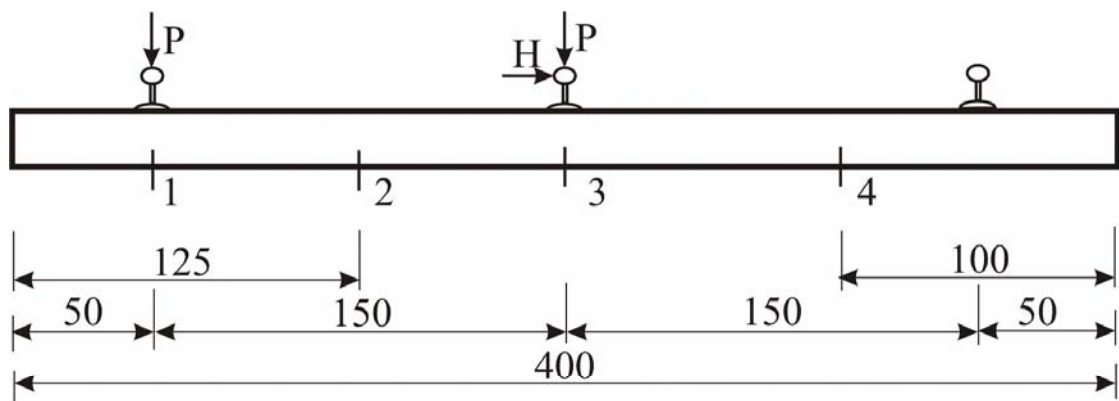


Рис. 3. Эпюры нормальных напряжений для третьей схемы нагрузки

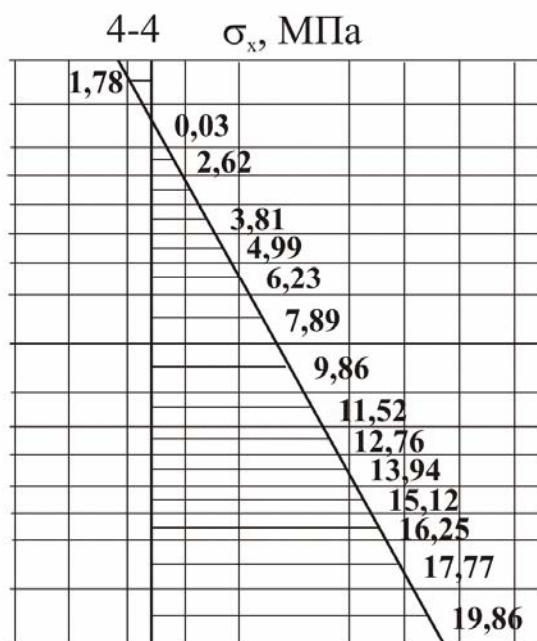
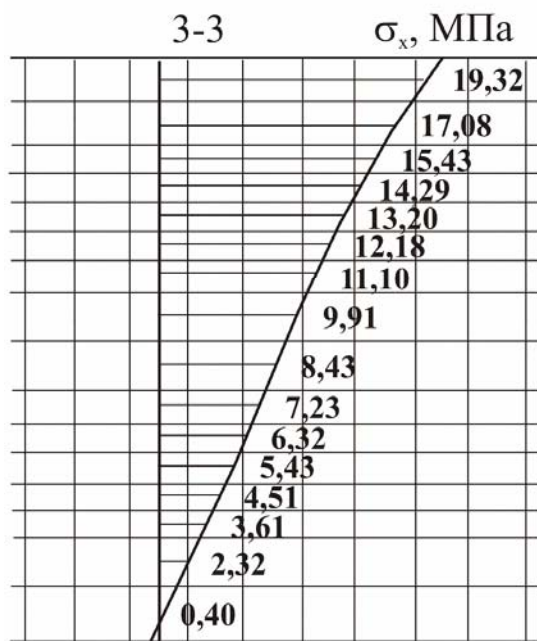
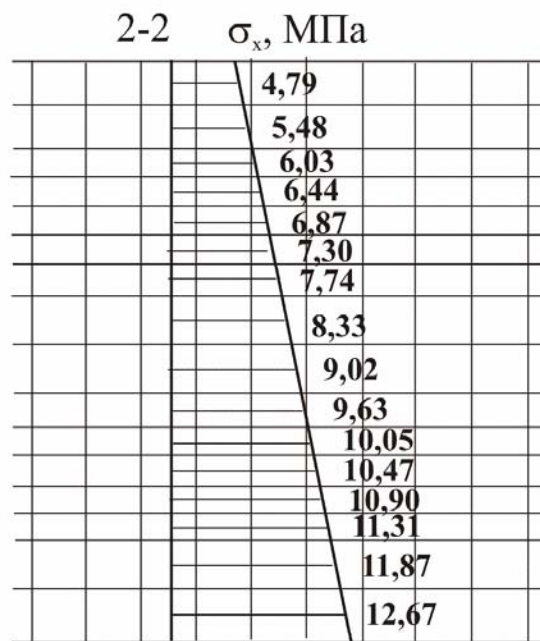
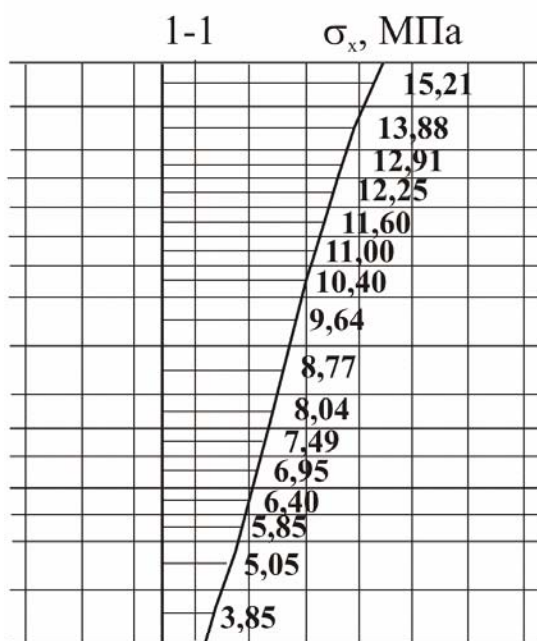
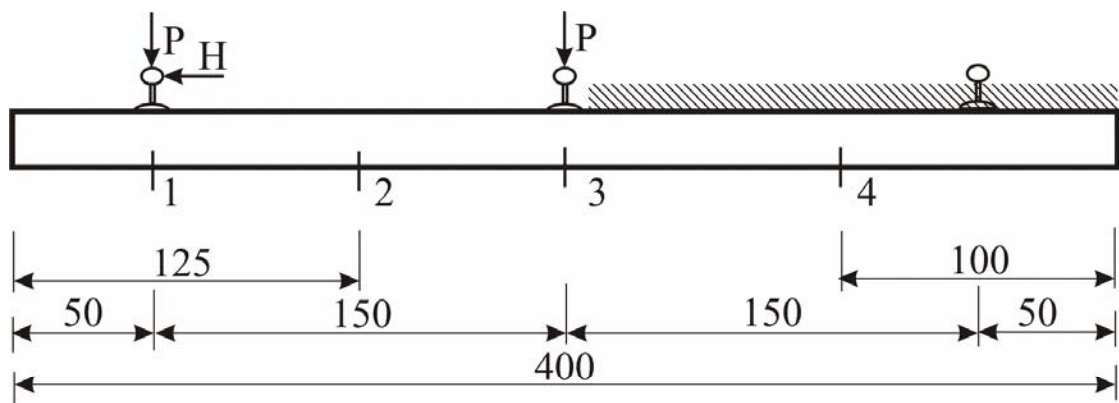


Рис. 4. Эпюры нормальных напряжений для четвёртой схемы нагрузки

Нормальные напряжения от преднапряжения и внешней нагрузки в сечениях бруса номер 39

Схема нагрузки	Нормальные напряжения в крайних гранях (g – верхней, d – нижней) поперечного сечения, МПа							
	1		2		3		4	
	g	d	g	d	g	d	g	d
1	19,13	1,51	9,48	9,56	23,70	–2,84	9,74	9,32
2	15,05	3,96	4,80	12,58	21,49	–1,78	9,48	9,05
3	18,91	1,41	7,74	10,54	24,71	–3,16	10,70	8,92
4	15,21	3,85	4,79	12,67	19,32	0,40	–1,78	19,86

Выполнены, также, расчёты бруса для четвёртой схемы при отсутствии вертикального перемещения правой части бруса. Внешнюю нагрузку принято, как во второй схеме. Эпюры нормальных напряжений для этого случая нагружения приведены на рис. 4 (см. выше). Результаты таких расчётов будут вторым экстремальным значением нормальных напряжений. В сечениях 1 и 2 нормальные напряжения в четвёртой схеме остались почти такими, как в схеме нагрузки 2. В сечении 3 на верхней грани напряжения уменьшились на 10 %, а на нижней повысились на 123 %. Существенное изменение напряжений произошло в сечении 4 (на верхней грани уменьшилось на 119 %, а на нижней повысилось на 120 %). Ввиду закрепления правой части бруса образовались максимальные сжимающие напряжения (19,66 МПа) на нижней грани по сравнению с напряжениями сжимающими на нижней грани при схемах 1, 2, 3. На верхней грани, при схеме нагружения 4, образовались самые большие растягивающие напряжения (1,78 МПа).

В статье проведён анализ только нормальных напряжений в сечениях бруса от предварительного напряжения и внешней нагрузки, поскольку напряжение на крайних гранях (верх-

ней и нижней) определяют предельные состояния несущей способности и трещиностойкости. Представлены результаты только для одного бруса из-за ограничения объёма.

Предложенный метод оценки предела изменений экстремальных напряжений можно применять для любых номеров брусьев стрелочных переводов и для других видов нагрузки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Bałuch, H. Diagnostyka nawierzchni kolejowej [Текст] / H. Bałuch. – Warszawa: WKŁ., 1978.
2. Basiewicz, T. Nawierzchnia kolejowa z podkładami betonowymi [Текст] / T. Basiewicz. – Warszawa: WKŁ., 1989.
3. Syczewski, M. Obliczanie podkładów na sprężystym podłożu [Текст] / M. Syczewski // Analiza badania ich rysoodporności. – Białystok: ZN.PB., 1985.
4. Sekcja konstrukcji betonowych KILiW PAN: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetonowych i sprężonych. Praca zbiorowa [Текст]. – Wrocław: Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2006.

Поступила в редколлегию 09.03.2010.

Принята к печати 14.03.2010.

В. П. ТАРАСЕНКО (ДІТ), Л. М. ГУК, Г. М. ОДРИНСЬКИЙ (Придніпровська залізниця, Дніпропетровськ)

ОБСТЕЖЕННЯ ТА АНАЛІЗ ПЕРЕМІЩЕНЬ РУХОМИХ ОПОРНИХ ЧАСТИН БАЛКОВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ

У статті наведено результати обстеження опорних частин, розрахунків устанавлення рухомих опорних частин при монтажі прогонових будов та виявлення деформацій опор за додатковими переміщеннями на рухомих опорних частинах.

В статье приведены результаты обследования опорных частей, расчет установки подвижных опорных частей при монтаже пролетных строений и обнаружение деформаций опор по дополнительным перемещениям на подвижных опорных частях.

The results of inspection of supporting parts, the calculation of setting of mobile supporting parts at erecting of spans and detecting of deformations of supports on the additional displacements on mobile supporting parts are presented in the article.

Від прогонових будов балкових залізничних мостів навантаження на опори передається в фіксованих точках через рухомі і нерухомі опорні частини.

Опорні частини призначені для забезпечення роботи прогонових будов в розрахунковому режимі при різних стадіях завантажень і різних температурах [1].

На залізобетонних мостах з розрахунковими прогонами від 9 до 18 м і на металевих мостах з розрахунковими прогонами від 10 до 25 м влаштовуються тангенційні опорні частини. При більших прогонах використовуються коткові або секторні рухомі опорні частини і нерухомі опорні частини балансиного типу.

Нерухомі опорні частини допускають кутові деформації опорного перерізу прогонової будови і сприймають вертикальні та поздовжні горизонтальні навантаження. Рухомі опорні частини сприймають тільки вертикальні навантаження і допускають кутові та поздовжні горизонтальні переміщення відповідного опорного перерізу прогонової будови. На нерозрізних балкових прогонових будовах на одній з опор встановлюються нерухомі опорні частини, а на всіх інших опорах – рухомі.

Після монтажу прогонових будов і встановлення їх на опори поздовжні горизонтальні переміщення на рухомих опорних частинах в звичайних умовах виникають тільки від тимчасового навантаження та від зміни температури. Ці переміщення в залежності від температури та наявності або відсутності тимчасового навантаження на прогоновій будові можуть мати різні знаки.

При утриманні опорних частин необхідно забезпечувати їх чистоту, проводити змащування поверхонь катання і ковзання графітовим мастилом. Опорні частини мають щільно обпиратись на підферменники, знаходитись у справному стані і розрахунковому положенні без перекосів, угону і недопустимого нахилу та заклинювання котків і секторів [2].

Важливою проблемою є встановлення правильного початкового відхилення осі балансира від осі опорної плити. Таке початкове положення рухомих опорних частин визначається за умови, що максимальне і мінімальне переміщення рухомих опорних частин по абсолютній величині мають бути однаковими.

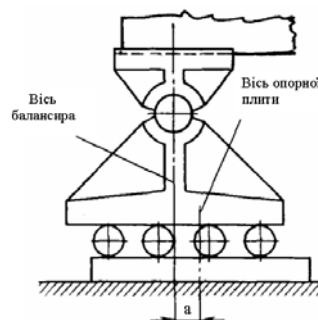


Рис. 1. Зміщення балансира відносно опорної плити

При перевірці положення рухомих опорних частин необхідно враховувати, що нормальне для даної температури відхилення a , мм, осі балансира відносно осі опорної плити (див. рис. 1) визначається (за відсутності на прогоновій будові тимчасового навантаження від рухомого складу) за формулою:

$$a = \alpha l(t - t_0), \quad (1)$$

де α – коефіцієнт лінійного розширення сталі і залізобетону, рівний 0,00012; ℓ – температурний прогін (відстань між рухомими і нерухомими опорними частинами), мм; t – температура повітря в момент перевірки, °C; t_0 – температура, при якій осі балансира і опорної плити та центр котків повинні співпадати, °C.

При цьому додатним переміщення a є переміщення із прогону. Максимальне переміщення осі балансира від осі опорної плити (при максимальній температурі $t_{\max}$ і наявності на прогоновій будові навантаження від рухомого складу) та мінімальне переміщення (при мінімальній температурі $t_{\min}$ і відсутності на прогоновій будові навантаження від рухомого складу) розраховуються за формулами:

$$a_{\max} = \alpha \ell (t_{\max} - t_0) \pm \delta_k; \quad (2)$$

$$a_{\min} = \alpha \ell (t_{\min} - t_0), \quad (3)$$

де δ_k – поздовжнє горизонтальне переміщення рухомих опорних частин прогонової будови від рухомого складу, мм.

Знак «плюс» в формулі (2) відповідає розташуванню опорних частин під нижніми поясами головних ферм або балок прогонових будов, а знак «мінус» – під верхніми поясами. Значення температур $t_{\max}$ та $t_{\min}$ враховуються із своїми знаками.

Величина температури t_0 розраховується за умови рівності абсолютних величин переміщень $a_{\max}$ та $a_{\min}$. В цьому випадку $a_{\max} + a_{\min} = 0$, звідки, враховуючи формули (2) і (3), знаходимо:

$$\alpha \ell (t_{\max} + t_{\min} - 2t_0) \pm \delta_k, \quad (4)$$

а величину t_0 визначаємо за формулою:

$$t_0 = t_{\text{сер}} \pm \frac{\delta_k}{2\alpha \ell}, \quad (5)$$

де $t_{\text{сер}} = (t_{\max} + t_{\min})/2$ – середнє алгебраїчне значення найвищої і найнижчої температури, °C.

З урахуванням формул (1) і (5) нормальне розрахункове поздовжнє переміщення верхніх балансирів в напрямку із прогону відносно середини опорних плит рухомих опорних частин при температурі t визначається за формулою:

$$a = \alpha \ell (t + t_{\text{сер}}) - (\pm \frac{\delta_k}{2}). \quad (6)$$

Прикріплення верхніх балансирів до прогонової будови виконується в строго фіксованих точках. У зв'язку з цим при монтажі і встановленні прогонових будов на опорні частини контролюються зміщення опорних плит $a_{\text{оп.пл.}}$ (в

сторону прогону) відносно осей верхніх балансирів на величину

$$a_{\text{оп.пл.}} = -a = \pm \frac{\delta_k}{2} - \alpha \ell (t - t_{\text{сер}}), \quad (7)$$

де t – температура в момент встановлення прогонових будов на опорні частини.

Точний розрахунок величин горизонтальних поздовжніх переміщень δ_k від рухомого складу може бути проведений при наявності креслень і перерізів всіх елементів прогонових будов і врахування сумісної роботи елементів ізового поясу головних ферм з балками проїзної частини і поздовжніми в'язями між фермами.

Для нових прогонових будов в проектах приводяться, як правило, величини поздовжніх переміщень δ_k від тимчасового нормативного навантаження. Додатково в розрахунках необхідно врахувати динамічний коефіцієнт $(1 + \mu)$ для тимчасового вертикального навантаження і коефіцієнт надійності n_k для вказаного навантаження.

Для прогонових будов металевих мостів, які були збудовані раніше за старими нормами, поздовжні переміщення δ_k (мм) рухомих опорних частин при дії тимчасового навантаження можуть бути розраховані за наступними наближеними формулами:

– для прогонових будов, запроектованих до 1962 року за допустимими напруженнями:

$$\delta_k = \frac{k(1 + \mu)}{p + k(1 + \mu)} \cdot \frac{[\sigma] \ell \psi}{E}; \quad (8)$$

– для прогонових будов, запроектованих після 1962 року за граничними станами:

$$\delta_k = \frac{k n_k (1 + \mu)}{p n_p + k n_k (1 + \mu)} \cdot \frac{R \ell \psi}{E}, \quad (9)$$

де k і p – еквівалентні навантаження, тс/м (кН/м), від рухомого складу і постійні навантаження від власної ваги прогонових будов; $(1 + \mu)$ – динамічний коефіцієнт для тимчасового навантаження за відповідними нормами; n_k та n_p – коефіцієнти надійності для тимчасового і постійного навантажень; $[E]$ і R – допустиме напруження і розрахунковий опір для металу, кгс/см² (МПа), відповідно для прогонових будов, розрахованих за допустимими напруженнями і граничним станом; E – модуль пружності металу прогонових будов, кгс/см² (МПа); ℓ – розрахунковий прогін прогонової будови, мм; ψ – конструктивний коефіцієнт, яким враховується відношення площі нетто до площі бруто перерізу елементів поясів ферм, під якими розташовані опорні частини, а також сумісну роботу елементів головних ферм з балками

проїзної частини та поздовжніми в'язями між фермами.

За даними багаточисельних випробувань при дії статичних навантажень конструктивний коефіцієнт ψ для основних несучих конструкцій знаходиться в межах від 0,7 до 1,0, а для елементів прогонових будов, для яких розрахунками безпосередньо не враховується спільна робота головних ферм з елементами проїзної частини – в межах від 0,5 до 0,7.

В даний час на мережі залізниць України експлуатуються металеві прогонові будови мостів, запроектовані в різний час за різними нормами навантажень. Найбільша кількість металевих мостів, які експлуатуються, збудовані за нормами навантажень 1907 року, 1925 року, нормами 1931 року (навантаження Н7 і Н8).

З 1962 року для розрахунку мостових конструкцій діють (з урахуванням перспективи) навантаження від залізничного рухомого складу С14, які суттєво підвищені порівняно з нормами навантажень Н8.

За вказаними формулами проведено визначення розрахункових величин переміщень δ_k на рухомих опорних частинах металевих прогонових будов з наскрізними головними фермами і розрахунковими прогонами від 27,0 до 158,4 м, а також прогонових будов з суцільними стінками і розрахунковими прогонами від 18,2 до 33,6 м. Розрахунки проведені для прогонових будов, запроектованих за різними нормами тимчасових навантажень і допустимих напружень та розрахункових опорів металу.

Величини переміщень δ_k зростають із збільшенням розрахункових прогонів прогонових будов за законом, близьким до лінійного, і менше залежать від норм проектування. Більш стабільною (змінюється в менших межах) є величина відношення $\delta_k / (2\alpha\ell)$, що входить в формулу (5) і має розмірність температури, °С. З урахуванням цих обставин та формул (6) і (7) знаходимо:

$$a = \alpha\ell(t - t_{\text{сер}}) - (\pm t_{\text{екв}}); \quad (10)$$

$$a_{\text{оп.пл.}} = \alpha\ell(\pm t_{\text{екв}} - (t - t_{\text{сер}})), \quad (11)$$

де $t_{\text{екв}} = \delta_k / (2\alpha\ell)$, – відповідна зміна температури, яка викликає переміщення величиною δ_k на рухомих опорних частинах, °С.

Для металевих прогонових будов залізничних мостів, запроектованих за різними нормами, залежність величин $t_{\text{екв}}$ від розрахункового прогону ℓ показана на графіках, які наведені на рис. 2.

Для металевих мостів, збудованих за нормами навантажень Н 1925 року та навантажень Н7 і Н8 1931 року, величини $t_{\text{екв}}$ розрізняються

мало і можуть визначатись в залежності від величини прогону ℓ прогонових будов за формулою:

$$t_{\text{екв}} = 18,7 - 0,055\ell; \quad 20 \text{ м} \leq \ell \leq 160 \text{ м}, \quad (12)$$

а для прогонових будов мостів, збудованих з урахуванням навантаження С14, – за формулою:

$$t_{\text{екв}} = 20,2 - 0,03\ell; \quad 30 \text{ м} \leq \ell \leq 130 \text{ м}. \quad (13)$$

Апроксимуючі прямі, які відповідають формулам (12) і (13), показані на рис. 2 штриховими лініями.

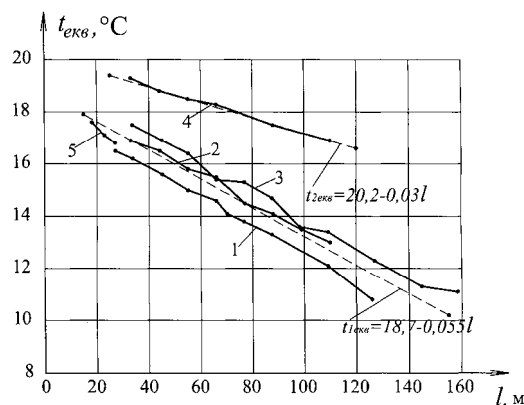


Рис. 2. Розрахункові величини $t_{\text{екв}}$ для прогонових будов, збудованих за різними нормами навантажень: 1 – Н 1925 р.; 2 – Н7 1931 р.; 3 – Н8 1931 р.; 4 – С14 1962 р.; 5 – Н 1925 р. (ізда верхи)

Виявлені при обстеженні прогонових будов значні відхилення фактичних зміщень рухомих опорних частин від розрахункових для відповідних температур або одержаних при вимірюваннях в попередні роки можуть пояснюватись нестабільністю положення опор і виникненням поздовжніх кренів опор.

В цих випадках необхідне детальне обстеження опор та виявлення їх деформацій і змін положення з часом. При значних деформаціях опор можливе заклинювання рухомих опорних частин та поява інших серйозних дефектів. У випадку незгасаючих деформацій потрібне переустановлення опорних частин і підсилення фундаментів відповідних опор.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Корнеев, М. М. Теоретическое и практическое пособие по проектированию [Текст] / М. М. Корнеев. – К., 2003.
2. Содержание и реконструкция мостов [Текст] / под ред. В. О. Осипова. – М.: Транспорт, 1986. – 327 с.

Надійшла до редколегії 15.03.2010.

Прийнята до друку 22.03.2010.

Л. М. ТИМОФЕЕВА (Пермский государственный технический университет, Российская Федерация)

АНАЛИЗ КОНСОЛИДАЦИИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ОТ ДЕЙСТВИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ НАГРУЗОК ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ЗЕМПОЛОТНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

У даній роботі проведено аналіз процесу консолідації ущільнених водонасичених глинистих ґрунтів підтоплюваного підхідного насипу мостового переходу через р. Каму, зведеного по методу «інтенсивної технології», яка полягає в обладнанні дренажних поздовжніх і поперечних прорізів для прискорення консолідації ґрунтів земполотна і основи, складеної слабкими, сильно стискуваними водонасиченими глинистими ґрунтами різної консистенції.

В настоящей работе проведен анализ процесса консолидации уплотнённых водонасыщенных глинистых грунтов подтапливаемой подходной насыпи мостового перехода через р. Каму, возведённой по методу «интенсивной технологии», которая заключается в устройстве дренажных продольных и поперечных прорезей для ускорения консолидации грунтов земполотна и основания, сложенного слабыми, сильно сжимаемыми водонасыщенными глинистыми грунтами различной консистенции.

The analysis of consolidation process of condensed water-saturated clay soils of the floodable bridge-approach fill to the bridge across Kama River, erected by method called «Intensive technology», is presented. The method consists in the arrangement of drainage longitudinal and cross-section cuts for acceleration of consolidation of soils of the road bad and the base composed from the weak, strongly compressible water-saturated clay soils of different consistency.

Как показала практика строительства, интенсивность процесса фильтрационной консолидации основания зависит от гидрологических условий работы дренажных сооружений, фильтрационных свойств грунтов основания и уплотняющей нагрузки от вышележащей насыпи и технологического транспорта.

Для прогноза развития осадок слабого основания после возведения и «отдыха» земполотна и возможности осуществления работ по устройству дорожной одежды нами был выполнен анализ инженерно-геологических условий участка строительства, рассмотрены закономерности развития деформаций слабых грунтов во времени, проведены расчёты конечных осадок оснований от веса земполотна, результаты которых сопоставлены с данными геодезических наблюдений, а также расчёты несущей способности слабого основания при действии эксплуатационных нагрузок.

На основе инженерно-геологических исследований, выполненных в 2005 г. Уралгипротрансом, было установлено, что в основании до изученной глубины 8,0 м залегают пылеватые суглинки и глины от тугопластичной до текучей консистенции. Кровля слабых водонасыщенных суглинков текучепластичной и текучей консистенции находится на глубине около

4,0 м, при этом их мощность в пределах изученной толщи составляет не менее 4,0 м.

По результатам расчётов при высоте насыпи $H_n = 5,0 \dots 8,0$ м мощность активной сжимаемой толщи по оси поперечного сечения земполотна составляет $H_a = 12,3$ м; то же по вертикали, проходящей через верхнюю бровку земполотна, – $H = 11,75$ м.

Таким образом, слабые сильно сжимаемые грунты находятся в пределах активной зоны деформаций, причём их мощность превышает 4,0 м, так что в соответствии с п. 6.24 СНиП 2.05.02-85* [6] основания относятся к слабым.

При устройстве земполотна на слабых основаниях могут быть рассмотрены различные решения [6], включающие как разработку методов усиления основания, так и применение специальных технологий, ускоряющих процессы консолидации и улучшающие прочностные показатели слабых грунтов (методы интенсивных технологий).

Наиболее простой способ возведения земполотна на слабом основании представляет собой ускорение осадки основания с помощью временной пригрузки. Такой метод требует тщательного расчёта всех этапов консолидации и правильного определения величины пригрузки, после снятия которой нагрузка на кровлю слабого слоя (с учётом эксплуатационной на-

грузки) не должна превышать несущую способность основания (формула (3) [4]). Именно этот вид устройства земполотна и был выбран в качестве основного на рассматриваемом участке. При этом предусматривалась организация постоянных наблюдений за деформациями насыпи и основания (п. 5 [4]).

Принятие того или иного конструктивно-технологического решения зависит как от экономических показателей строительства, так и (в первую очередь) от физико-механических свойств грунтов, слагающих основание. По данным лабораторных испытаний образцов грунтов ненарушенной структуры, компрессионный модуль деформации мягко-, текучепластичных и текучих суглинков и глин в пределах давлений $1,0 \dots 2,0$ кГс/см² изменяется от $E_k = 1,4$ МПа до $E_k = 1,8$ МПа, угол внутреннего трения $\varphi = 5^\circ \dots 16^\circ$, сцепление $C = 0,010 \dots 0,018$ МПа, т.е. эти грунты относятся к сильносжимаемым с очень низкой прочностью. Расчётное сопротивление таких грунтов при проектировании искусственных сооружений – $R_0 = 0$.

При использовании метода их уплотнения временной нагрузкой (пригрузом) в процессе консолидации можно достичь более высоких прочностных и деформативных показателей. Следует иметь в виду, что основание в процессе эксплуатации будет работать на кривой повторной компрессии, т.е. величина компрессионного модуля выше первичного модуля и соответствует меньшим значениям коэффициентов пористости, а параметры сдвига соответствуют параметрам, полученным при данном давлении в условиях консолидировано-дренированного состояния.

Повторные изыскания были проведены в 2008 г. после построечного уплотнения грунтов земполотна и основания. Образцы грунтов отбирались в местах расположения предыдущих скважин.

В процессе обработки опытных данных были построены кривые консолидации по методу Тэйлора в соответствии с ГОСТ 12248-96 [2] с целью определения параметров фильтрационной консолидации: коэффициентов консолидации c_v , времени t_{90} и полной консолидации t_{100} , а также определения начала фильтрационной консолидации.

Испытания на консолидацию проводились при давлении $P = 0,05$ МПа ($0,05$ кГс/см²), что не соответствует реальному давлению на кровлю слабого слоя, особенно учитывая вторичную консолидацию. Как показано в [1, 3], при одинаковых начальных состояниях кривые

консолидации при малых давлениях ($0,05 \dots 0,2$ МПа) подобны и получаемые значения времени консолидации образцов отличаются незначительно.

Нами по результатам испытаний были заново построены кривые консолидации по методу Тэйлора ($\sqrt{t}$) (для определения начала фильтрационной консолидации) и по методу Казагранде ($\lg t$) для определения конца фильтрационной консолидации и начала вторичной (пластической) консолидации [1].

На основе анализа результатов испытаний было установлено, что одновременно с фильтрационной консолидацией протекает пластическая консолидация, в процессе которой в ряде опытов происходила просадка грунта, что означало разрушение его структуры (наличие сдвиговых деформаций). Кроме того, полученные данные подтвердили, что мы имеем дело с повторной компрессией. Поэтому испытания на консолидацию при малых давлениях не дают возможности получить достоверные характеристики фильтрационной консолидации.

Полученные нами параметры кривых консолидации, приведенные в табл. 1, показали большой разброс значений коэффициентов и времени консолидации слабых грунтов, вне зависимости от значений показателя текучести I_L , содержания глинистых частиц ($q \leq 0,005$) и числа пластичности I_p .

По данным проф. Маслова Н. Н. [3], время фильтрационной консолидации T_n реального слоя глинистого грунта мощностью H по отношению ко времени консолидации t_h опытного образца высотой h находится в степенной зависимости – $T_n = (H/h)^n t_{100}$. Показатель степени « n » зависит от числа пластичности I_p и показателя текучести I_L глинистого грунта.

Н. Н. Маслов на основе многочисленных исследований построил графики этих зависимостей, приведенные в [3]. По этим графикам для грунтов мягко- и текучепластической консистенции нами были приняты значения показателей степени соответственно $n = 1,6$ и $n = 1,7$.

По данным обработки лабораторных испытаний, величины времени полной консолидации слабого основания для участков с аналогичными грунтовыми условиями зависят от высоты земполотна и размеров активной и расчётной сжимаемой толщи.

Об окончании процесса консолидации можно также судить по сопоставлению теоретических и фактических значений осадок.

Расчёты осадок проводились в соответствии с рекомендациями «Пособия» [4] по приближённой формуле (38) и по методу Лобанова [5].

Для проведения приближённых расчётов осадок и прочности основания опытного участка нами были приняты по приложению Л.7 пособия [4] с учётом приложения 1 СНиП 2.02.01-83* [7] следующие значения механических параметров слабых грунтов основания и земпо-

лотна для средней величины показателя текучести $I_L = 0,75$: модуль деформации $E = 10,0$ МПа; угол внутреннего трения $\varphi = 12^\circ$; удельное сцепление $C = 10$ кПа.

По расчёту полная осадка насыпи высотой 8,0 м по оси земполотна составила 68,0 см, при учёте движения тяжёлого автотранспорта она возросла до 98,0 см.

Таблица 1

Параметры кривых консолидации грунта при $P = 0,05$ МПа

№ скважины	ИГЭ	t_{90} (корень)	t_{90}	t_{100} (лог.)	t_{50} (лог.)	t_{100}	t_{50}
C1, H = 7,3	4	1,206	1,454	1,778	0,643	60,0	4,40
C2, H = 4,5	4	3,55	12,603	2,495	1,3395	312,61	21,85
C2, H = 6,0	4	2,862	8,191	1,165	0,4305	14,62	2,69
C2, H = 7,5	4	0,966	0,933	2,079	1,2115	119,95	16,27
C2, H = 8,5	5	1,09	1,188	3,010	0,8785	1023,30	7,56
C3, H = 4,6	4a	1,942	3,771	2,258	0,499	181,13	3,155
C3, H = 7,0	4a	1,332	1,774	3,028	1,6305	1066,60	42,71
C3, H = 8,2	2	4,14	17,140	0,902	1,4675	29,34	7,98
C4, H = 3,5	4a	2,08	4,326	2,145	1,0265	139,64	10,63
C4, H = 6,3	4	1,84	3,386	1,874	0,3475	74,92	2,23
C5, H = 4,0	4	1,098	1,206	3,057	0,699	1140,25	5,0
C5, H = 5,3	4	1,228	1,508	2,611	0,979	408,32	9,53
C5, H = 6,6	4a	1,102	1,214	1,700	1,176	50,19	15,0
C6, H = 4,0	4	1,73	2,993	1,400	0,216	25,19	1,64
C6, H = 5,0	4a	1,942	3,771	2,415	0,3705	260,02	2,35
C6, H = 8,0	5	2,1	4,410	1,378	0,3405	23,88	2,19
C7, H = 3,0	2a	1,774	3,147	2,507	0,3705	321,37	2,35
C7, H = 5,0	2a	2,818	7,941	1,032	0,374	10,76	2,37
C7, H = 7,0	4a	2,086	4,351	1,387	0,2605	24,38	1,82
C8, H = 3,0	4a	2,534	6,421	1,966	0,506	92,47	3,21
C8, H = 4,0	4	2,286	5,226	2,025	0,301	105,92	2,0
C8, H = 5,0	4	2,528	6,391	1,577	0,682	37,76	4,81
C8, H = 5,7	4a	2,43	5,905	2,230	0,72	169,82	5,25
C9, H = 7,0	4a	1,964	3,857	2,279	0,2115	190,11	1,63
C9, H = 8,3	4a	2,376	5,645	1,189	0,327	15,45	2,12
C9, H = 8,7	4	1,502	2,256	2,542	0,942	348,34	8,75
C9, H = 10,0	4a	1,878	3,527	2,947	0,477	885,12	3,0
C10, H = 7,3	4	1,872	3,504	2,845	2,134	699,84	136,1
C10, H = 9,0	4	2,044	4,178	2,873	0,5625	746,45	3,65
C10, H = 10,0	4a	2,754	7,585	2,201	0,4215	158,85	2,64

Теоретические величины осадок были сопоставлены с фактическими значениями, полученными с помощью осадочных марок. Марки для измерения вертикальных перемещений устанавливались по оси земполотна и на расстояниях около 3,0 м справа и слева от неё. Марки для измерения горизонтальных перемещений располагались на расстоянии 2,0 м от подошвы насыпи на глубине 0,5...1,0 м от поверхности земли. Наблюдения за осадками проводились постоянно в процессе послойной отсыпки насыпи и после ее возведения на полную высоту на протяжении нескольких месяцев.

Значения горизонтальных перемещений верхнего слоя основания за пределами насыпи оказались незначительными, сопоставимыми с точностью измерений.

Графики развития вертикальных перемещений показывают, что наиболее значительные осадки были получены по оси земполотна в процессе его возведения примерно через пятнадцать дней после укладки каждого слоя. Затем в течение месяца происходила их стабилизация, и от октября до марта следующего года дальнейший рост осадок не наблюдался. В середине марта по готовому участку земполотна был пущен построечный транспорт, вызвавший дальнейшее увеличение осадок, соответствующее возросшим нагрузкам. При этом стабилизация осадок в связи с динамическим и кратковременным характером транспортных нагрузок оказалась более длительной – в течение двух месяцев. Это означает, что дальнейший рост нагрузок приводит к увеличению осадок и сроков консолидации.

По данным натурных наблюдений были получены следующие значения осадок: в начале опытного участка полная осадка составила 22,0 см, в середине – достигла значительной величины 58,0...62,0 см.

Как видно, наблюдаемые и рассчитанные величины осадок от собственного веса насыпи оказались близки.

На границе опытного участка и участка, возведенного без применения рассматриваемой технологии, произошло разрушение основания

с образованием трещины сдвига на поверхности земполотна.

На основании проведенного анализа можно сделать вывод о том, что одновременно с процессом фильтрационной консолидации вследствие вторичной консолидации происходит пластическая консолидация, которая для слабых грунтов сопровождается потерей прочности основания – разрушением структуры грунта.

Применение «интенсивной технологии» для ускорения консолидации грунтов земполотна и водонасыщенного основания, используемой на объектах транспортного строительства, позволило значительно повысить плотность и увеличить прочностные и деформативные параметры глинистых грунтов и сократить сроки консолидации оснований.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гольдштейн, М. Н. Механические свойства грунтов (Напряжённо-деформативные и прочностные характеристики) [Текст] / М. Н. Гольдштейн. – М.: Стройиздат, 1979. – 304 с.
2. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости [Текст].
3. Маслов, Н. Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними) [Текст]: учеб. пособие для вузов / Н. Н. Маслов. – М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.
4. Пособие по проектированию земляного полотна автомобильных дорог на слабых грунтах [Текст]: Министерство транспорта РФ / Федеральное дорожное агентство. – М., 2004. – 252 с.
5. Проектирование и строительство автомобильных дорог [Текст]: справочник / под ред. В. Й. Заворицкого. – К.: Техника, 1996. – 383 с.
6. СНиП 2.05.02-85*. Автомобильные дороги [Текст] / Минстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1997. – 55 с.
7. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений [Текст] / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1999. – 48 с.

Поступила в редколлегию 16.04.2010.

Принята к печати 23.04.2010.

Е. Н. ТРАЧ, Л. А. ГАННЕНКО (ДИИТ), В. Ф. КИРИЛЕНКО (Национальная академия природоохранного и курортного строительства, Симферополь)

ДЕРЕВЯННЫЕ КЛЕЕНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗАРУБЕЖНЫХ ПЕШЕХОДНЫХ МОСТОВ

Представлено короткий огляд застосування дерев'яних мостів, а також наведено дерев'яні конструкції сучасних пішохідних і автодорожніх мостів, побудованих останнім часом у країнах Західної Європи. На підставі поданого огляду зроблено висновки щодо будівництва подібних конструкцій в Україні.

Представлен краткий обзор применения деревянных мостов, а также приведены деревянные конструкции современных пешеходных и автодорожных мостов, построенных в последнее время в странах Западной Европы. На основании представленного обзора сделаны выводы относительно строительства подобных конструкций в Украине.

A brief review on the application of wooden bridges is presented as well as wooden structures of modern pedestrian and road bridges built in recent years in the Western Europe are described. Based upon the review, the conclusions concerning the construction of similar structures in Ukraine are made.

Введение

Мостовые переходы относятся к открытым сооружениям, на которые влияют внешние температурные и погодные условия. Мостовые сооружения воспринимают подвижную нагрузку – железнодорожную, автомобильную или пешеходную. При проектировании выбор материалов конструкции зависит от всех этих факторов, а также от стоимости и срока службы сооружений.

По данным США, сравнение стоимости мостов из стали, железобетона и древесины показало, что если стоимость деревянного моста принять за 100 %, то стоимость металлического моста равна 150 %, а железобетонного – 310 %. Согласно тем же исследованиям, сроки службы деревянных мостов из клееной древесины составляют в среднем 50 лет. Это объясняется хорошей сохранностью антисептированной древесины и отсутствием расслоения клеевых швов. Через 50 лет конструкции, в силу изменения условий, требуют модификации.

Украина, Россия и другие страны СНГ по запасам древесины занимают первое место, и в годы первых пятилеток, после второй мировой войны, материал древесины эффективно применялся в транспортном строительстве. Начиная с пятидесятых годов, однобокая техническая политика в строительстве, ориентированная только на сборный железобетон, привела к ограниченному применению древесины, включая и деревянное мостостроение с применением современных клееных конструкций.

Украина располагает одним заводом клееных конструкций (г. Коростышев, Житомирская обл.), приобретенным в Германии еще в начале семидесятых годов. На сегодняшний день, начиная от конца восьмидесятых годов, этот завод практически не выпускает клееные конструкции, поэтому вопрос деревянного мостостроения отпадает сам по себе.

В Российской Федерации, располагающей примерно двумя десятками заводов и цехов клееных конструкций, применение клееной древесины в строительстве увеличивается, однако не отвечает современным требованиям.

В мостостроение клееные конструкции пришли с большим опозданием, и к настоящему времени число автодорожных мостов с их применением не превышает нескольких десятков. Сведений о пешеходных мостах с применением клееной древесины на просторах СНГ практически нет, а единичные примеры зарубежного строительства в учебной литературе [1–4] и периодических изданиях [5, 6] не дают представления о современном уровне.

Обзор деревянных пешеходных мостов в Западной Европе

В Западной Европе эффективно развивается строительство пешеходных и автодорожных мостов, в основном, в Германии, Швейцарии, Австрии. Отдано предпочтение деревянным клееным конструкциям. Пролеты при этом достигают восьмидесяти метров, а над некоторыми мостами устроены легкие крыши. Мосты прекрасно вписываются в ландшафт местности, и с

эстетической точки зрения являются украшением прилегающих территорий.

Далее приведен краткий обзор мостов преимущественно балочных систем, подкосных и рамных конструкций, мостов с применением сквозных конструкций, а также висячие системы мостов [7].

Балочные, рамные и подкосные системы мостов

Пешеходный мост у озера Аммерзее (Германия)

Мост однопролетный, балочный, длиной 21 м и шириной 2 м. Пролетное строение состоит из двух главных дощатоклееных балок сечением 20×115 см. Через 3 м по длине к ним подвешены на болтах диаметром 20 мм поперечные балки сечением 12×21 см с консолями, на свободных концах которых поставлены укосины, упирающиеся верхними концами в верхние части главных балок. По поперечным балкам уложены два прогона сечением 8×18 см, сверху которых находится рабочий деревянный настил из толстых досок 18×6 см.

Пешеходный крытый мост в г. Амберг (Германия)

Мост с одним пролетом длиной 24 м. Главной несущей системой является наклонная конструкция (рис. 1), которая состоит из двух наклоненных друг к другу клееных блоков сечением 17×295 см, расположенных в уровне крыши. Как вариант исполнения может быть рамная несущая конструкция (рис. 2).

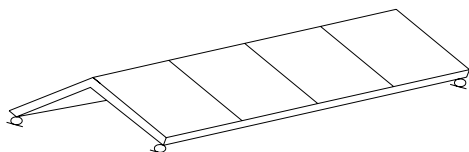


Рис. 1. Несущая конструкция из наклонных блоков

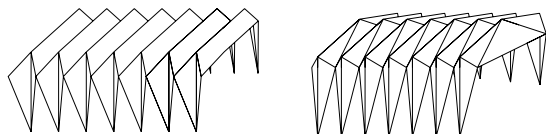


Рис. 2. Рамная несущая конструкция

К основной несущей конструкции крепятся поперечные рамы с разведенными стойками, которые воспринимают вертикальные силы на уровне крыши и передают горизонтальные усилия в нижние узлы крепления. Портальные рамы передают усилия от несущей конструкции на опоры. Пешеходная часть состоит из дощатого настила толщиной 6 см, уложенного на продольных балках, которые поддерживаются через каждые 2,2 м поперечинами (рис. 3).

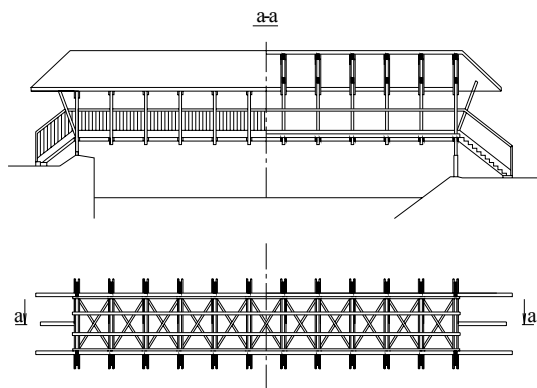


Рис. 3. Пешеходный крытый мост в Амберге

Пешеходный мост через реку Альб (Германия)

Мост балочной конструкции пролетом 18,44 м и шириной 2,18 м. Мост крытый, полная высота конька крыши над опорами 4,17 м. Пролетное строение состоит из двух балок сечением 15×40 см. Для поддержки несущих конструкций шатрового покрытия вдоль моста принята подкосная система со стойками и подкосами сечением 24×24 см (рис. 4).

В поперечном направлении неизменяемость и устойчивость конструкций покрытия обеспечивается установкой четырех поперечных рам, две из которых – порталные, а стойками двух других являются стойки подкосной системы.

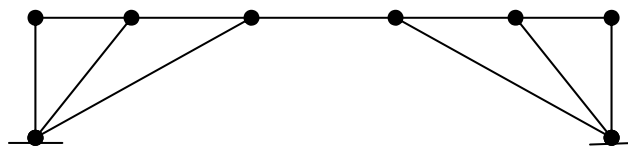


Рис. 4. Подкосная система с четырьмя подкосами

Пешеходный комбинированный мост в г. Стрёбинг (Германия)

Мост балочной системы длиной 21 м с опорами-подкосами для движения на роликовых коньках и скейтбордах. Пролетное строение выполнено из двух главных балок сечением

12×28 см. Сдвоенные поперечные балки сечением 20×20 см поставлены с шагом 3 м. Подкосные опоры выполнены из брусьев 16×16 см. Проезжая часть для обеспечения плавного движения выполнена из сталебетонной плиты с арматурой в виде профилированного настила и ездовым полотном из оцинкованной стали толщиной 1 мм.

Автодорожный мост в г. Лигнано (Венеция)

Одноколейный трехпролетный автодорожный мост (13,7 + 16 + 13,7 м) для движения по нему грузовых автомобилей и пешеходов. V-образные деревянные раскосы из клееного бруса сечением 10,5×60 см закреплены на обеих главных балках в четырех местах по длине пролета (рис. 5). Главные балки состоят из спаренных клееных блоков сечением 2×14,5×60 см. Поперечные балки, установленные через 1,5 м, поддерживают решетку проезжей части из плотно лежащих брусьев сечением 10×20 см, выполненных из прочных сортов древесины. Над решеткой выложен настил из толстых досок 5×15 см. Горизонтальные усилия воспринимают стальные диагонали, расположенные под проезжей частью. Тротуар продуманно защищен от солнца высокой решеткой из толстых досок.

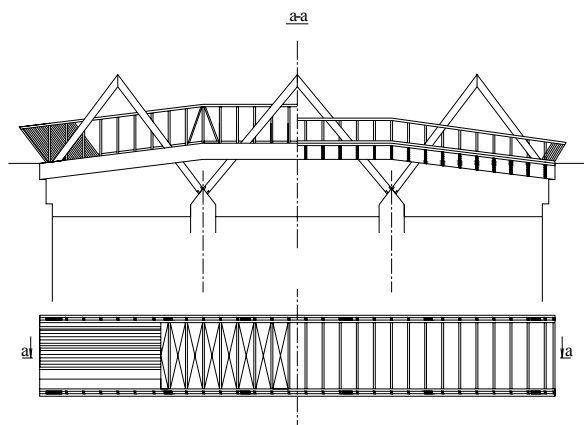


Рис. 5. Автодорожный мост в Лигнано

Мосты с применением сквозных конструкций

Пешеходный мост в г. Зиме (Швейцария)

Деревянный крытый мост для пешеходов и велосипедного движения общей длиной 108 м и шириной 4,4 м. Построен через глубокую впадину реки, которая в средней части мостового перехода судходна.

Мост трехпролетный (27 + 54 + 27 м) из двух деревянных клееных ферм с параллельными поясами с двумя треугольными шпренгельными системами в нижней части ферм для опирания на промежуточные опоры. Длина панели ферм – 6,75 м. В узлах нижнего пояса ферм поставлены поперечные дощатоклееные балки сечением 16×36,6 см. Проезжая часть в виде настила сечением 12×26 см. Пространственная жесткость обеспечивается диагональными связями в плоскости нижнего пояса и вертикальными диагональными связями в шпренгельных системах на опорах. Для устройства крыши верхние пояса ферм объединены в рамную систему.

Пешеходный мост через р. Неккар (Германия)

Пространственный мост с решетчатыми фермами для пешеходов и велосипедистов с центральным пролетом 80 м (рис. 6).

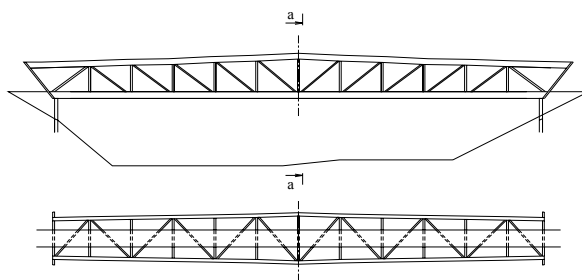


Рис. 6. Пространственный решетчатый мост в Ремсеке через р. Неккар

Три друг с другом связанные решетчатые фермы образуют в поперечном сечении равнобедренный треугольник с длиной основания 6,40 м над опорой и 7,56 м в середине пролета (рис. 7). В поперечном сечении пояса ферм состоят из двух частей клееных досок с переменной высотой сечением 24×30 см у опоры и 30×30 см в середине пролета. Прикрепление ферм между собой осуществляется при помощи стальных врезок на стержневых шпонках (рис. 8).

Нижняя решетчатая ферма действует как горизонтальные связи жесткости и несет продольные балки проезжей части. Три дощатоклееные балки, которые расположены на поперечинах, покрыты гидроизоляцией и сосновым настилом и образуют тротуар шириной 3 м. Над тротуаром сооружен стеклянный навес.

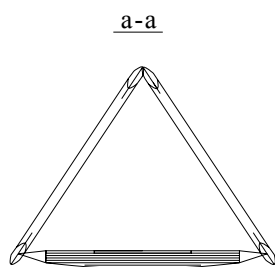


Рис. 7. Поперечное сечение ферм в середине пролета

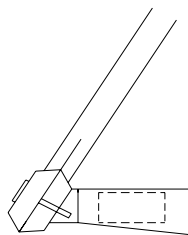


Рис. 8. Узел крепления нижнего пояса ферм

Мосты висячих систем

Пешеходный мост в г. Мартигни (Швейцария)

Вантовый деревянный мост с возможностью велосипедного движения пролетом 28 м. Пролетное строение шириной 2,5 м поддерживается двумя парами оттяжек, прикрепленными в третях пролета. Оттяжки-ванты крепятся к двум парным пилонам, установленным в начале и в конце мостового перехода. Пролетное строение состоит из двух главных составных балок из древесины лиственницы с соединением на болтах. К балкам снизу малым шагом по длине присоединены поперечные балки, по которым непосредственно уложен дощатый настил из лиственницы толщиной 60 мм.

Пешеходный мост в г. Исманинг (Германия)

Мост подвесной системы с длиной подвешенной части в средней части моста 60 м. Подвеска осуществляется с помощью металлических тросов, закрепленных на двух А-образных пилонах, установленных в средней части мостового перехода. Пролетное строение состоит из двух дощатоклееных балок сечением 20×123 см.

Крепление стальных тросов к пролетному строению выполнено с помощью металлических поперечных элементов с конической формой поверхности на концах. В этих местах в нижней части между балками поставлены стальные диагональные связи. В средней части моста, где тросы проходят ниже уровня проезда, для передачи усилий на главные балки в двух местах снизу поставлены металлические вертикальные поперечные рамы. Проезжая часть выполнена в виде настила толщиной 65 мм, уложенного на три прогона.

Пешеходный ленточный мост в Эссинге (Германия)

Мост шириной 3,5 м рассчитан под пешеходную и велосипедную нагрузки. Общей длиной 192 м он расположен над трассой и каналом Майн – Донау (рис. 9). Этот мост входит в список одного из 75 самых красивых мостов мира.

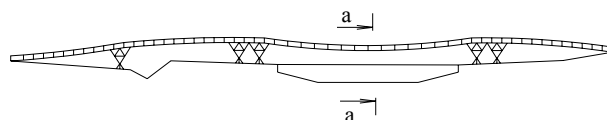


Рис. 9. Пешеходный мост в Эссинге

Пролетное строение состоит из девяти несущих дощатоклееных балок сечением 22×65 см, связанных между собой (рис. 10).

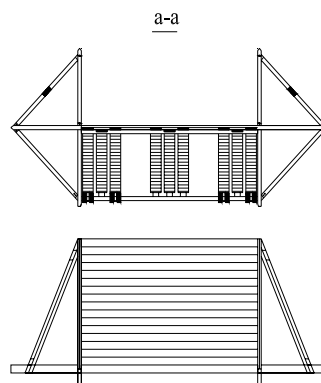


Рис. 10. Поперечное сечение в середине пролета

Внешняя легкость этой конструкции позволяет изящно вписать мостовое сооружение в ландшафт. Материал преимущественно из древесины, ровный и прочный настил, легкое поскрипывание конструкции во время движения по ней создают состояние гармонии с природой. Это поистине филигранное сооружение никого не оставит равнодушным.

Выводы

1. Техничко-экономические показатели современных деревянных мостов, их долговечность, а также малые транспортные расходы на их доставку и сооружение являются, несомненно, достоинствами по сравнению с мостами из других конструкционных материалов.

2. Такие регионы Украины, как Крым и Карпаты, являются курортными и туристическими, а потому нуждаются в прогулочных, велосипедных и пешеходных дорогах, построенных с учетом ландшафтного проектирования. При этом необходимы легкие мосты, украшающие маршрут и вписывающиеся в окружающую территорию.

3. Необходимо расширить производственную базу клееных деревянных конструкций с приобретением заводов и цехов за рубежом, что позволит Украине и России ликвидировать перекося в области строительства, включая и деревянное мостостроение, наносящий немалый ущерб нашему хозяйству.

4. Учебная база по курсу деревянных автодорожных и пешеходных мостов должна быть дополнена современными пособиями, которые включали бы последние достижения в этой области.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гибшман, М. Е. Проектирование транспортных сооружений [Текст] / М. Е. Гибшман. В. И. Попов. – М.: Транспорт, 1988. – 447 с.
2. Стуков, В. П. Мосты с балками комбинированного сечения из клееной древесины и железобетона [Текст] / В. П. Стуков. – Архангельск, 1997. – 157 с.
3. Кулиш, В. И. Клееные деревянные мосты с железобетонной плитой [Текст] / В. И. Кулиш. – М.: Транспорт, 1979. – 160 с.
4. Инженерные сооружения в транспортном строительстве [Текст]: учеб. для вузов / под ред. П. М. Саламакина. – Кн. 1. – М.: Изд. центр «Академия», 2008. – 352 с.
5. Дмитриев, П. А. Новое в зарубежном строительстве автодорожных и пешеходных мостов [Текст] / П. А. Дмитриев // Известия вузов. Стр-во и архитектура. – 1997. – № 1-2. – С. 84-89.
6. Костелянц, Б. А. Деревянные мосты на автодорогах России [Текст] / Б. А. Костелянц, В. М. Картопольцев // Известия вузов. Стр-во и архитектура. – 1997. – № 1-2. – С. 89-93.
7. Holzbau Atlas / J. Natterer *et al.* – München, 2003. – 376 с.

Поступила в редколлегию 15.03.2010.

Принята к печати 26.03.2010.

Б. М. УСАЧЕНКО, В. Н. СЕРГИЕНКО, А. А. КУРОЧКА (НПП «Технополис
«Экоиндустрия», Украина)

ОПЫТ КОМПЛЕКСНОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ ОПОРЫ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО МОСТА

Описано методику та результати візуального огляду та віброакустичної діагностики опори залізничного мосту. Представлено об'ємну модель опори з розміщенням великих тріщин.

Описаны методика и результаты визуального осмотра и виброакустической диагностики опоры железнодорожного моста. Представлена объемная модель опоры с расположением крупных трещин

The procedure and results of a visual inspection and vibrosonic diagnostics of the railroad bridge pier are described. The spatial model of the pier with an arrangement of large cracks is presented.

При плановом визуальном осмотре бетонных опор разводного железнодорожного моста в г. Днепропетровске через реку Днепр на поверхности опоры № 14 были выявлены трещины. Однако полученные данные не давали возможности определить глубину распространения трещин в тело опоры и на основе этого сделать выводы о ее техническом состоянии.

Для получения более полной и достоверной информации о состоянии опоры было выполнено комплексное визуально-приборное обследование ее надводной и подводной частей. Обследование выполнено группой, в которую входили специалисты из НПП «Технополис «Экоиндустрия» и ООО «Подводспецстрой».

Конструктивно опора представляет собой прямоугольную призму с закругленными углами. Полная высота опоры составляет 10 м: надводная часть на момент обследования – 6,7 м, подводная – 3,3 м. Нижнее основание опоры расположено на железобетонном ростверке, а верхнее, посредством двух выступающих плит, воспринимает нагрузку от металлических ферм моста.

Опора, путем расшивки внешней поверхности, разделена по вертикали на 15 полос, 10 из которых находятся над водой и 5 – в подводной части, которая на момент обследования была частично заилена.

В поперечном сечении опора представляет собой комбинированную конструкцию. Несущий каркас выполнен из высокопрочных железобетонных блоков, а внутренняя часть заполнена менее прочным бетоном. По вертикали границы блоков совпадают с границами полос. Методика обследования включала последовательное выполнение следующих этапов:

- создание размерной сетки на поверхности опоры;

- картирование визуально наблюдаемых дефектов в надводной и подводной частях опоры;

- выполнение виброакустической диагностики в надводной и подводной частях опоры.

Расположение трещин картировалось, как по данным визуальных зарисовок с учетом созданной размерной сетки, так и по данным фотографирования. Фотографии выполнялись таким образом, чтобы в кадр попадали метки, определяющие горизонтальную координату. Для определения раскрытия крупных трещин на поверхности опоры использовалась линейка с миллиметровыми делениями.

Виброакустическая диагностика вертикальной поверхности опоры выполнялась в варианте с ударным возбуждением контролируемой поверхности [1]. В качестве возбудителя использовался подвешенный на шнуре стальной диск массой около 10 кг. Точки удара располагались по центру каждой из полос на поверхности опоры с шагом $s = 1$ м, в соответствии с положением горизонтальных меток. В каждой из точек наносилось по 3 удара.

Точка приема вибрации участков опоры располагалась на верхней площадке в ее центральной части. В качестве первичного преобразователя использовался пьезодатчик с резонансной частотой 25 кГц. Для обеспечения стабильного акустического контакта с опорой он был закреплен на алебастре на все время выполнения измерений. Указанная мера позволила повысить стабильность результатов измерений.

В качестве регистрируемого параметра определялась амплитуда A на частоте f_0 основного резонанса колебаний. Для определения указанной величины использовался спектроанализатор ИСК-1Ш [2]. Частотный диапазон спектроанализатора расположен в области от 31 Гц

до 16 кГц. Динамический диапазон амплитуды составляет 81 дБ с шагом в 3 дБ.

Физический принцип вибродиагностики в данном варианте базируется на монотонном убывании регистрируемой амплитуды по мере удаления точки возбуждения от точки приема для случая однородной среды. При ударном возбуждении фрагмента конструкции, частично изолированного от ее основной массы, например трещиной, амплитуда его колебаний существенно возрастает. Сравнивая значения амплитуд в соседних точках, как по вертикали, так и по горизонтали, выделяют аномальные зоны. При обработке результатов учитывалось дополнительное затухание в подводной части опоры за счет рассеяния энергии удара не только в теле опоры, но и в воде [3].

Комплексная обработка результатов наблюдений и измерений позволила установить следующее:

- крупные вертикальные трещины, выявленные на надводной части поверхности опоры, продолжают в ее подводной части до самого основания;
- в подводной части опоры выявлены горизонтальные трещины по границе смежных блоков;
- крупные вертикальные трещины имеют развитие на значительную глубину в тело опоры;
- в верхней части опоры на ее торцевых участках нарушено сцепление между каркасом и заполнителем.

С учетом реального расположения трещин на поверхности опоры, а также результатов виброакустической диагностики на поперечное сечение средней части опоры были спроектированы наиболее крупные нарушения сплошности, что представлено на рис. 1.

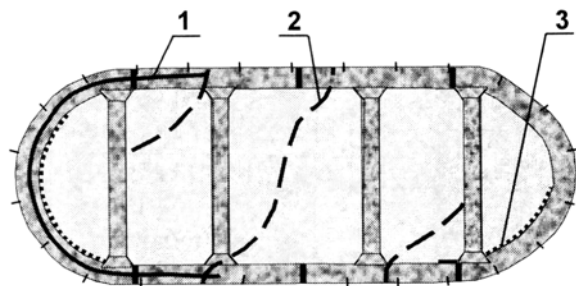


Рис. 1. Крупные дефекты опоры в проекции на ее поперечное сечение:

- 1 – крупная горизонтальная трещина в подводной части;
- 2 – проекция крупных вертикальных трещин;
- 3 – проекция участков расслоений каркаса с внутренней бетонной частью

Более информативной является объемная модель нарушенной опоры (рис. 2).

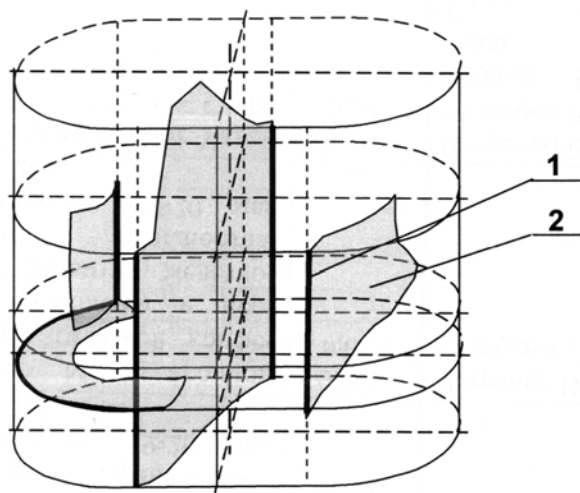


Рис. 2. Прогнозное пространственное расположение трещин в теле опоры:

- 1 – выход трещин на поверхность опоры;
- 2 – прогнозируемое внутреннее расположение трещин

Предварительный анализ результатов обследования показал, что наиболее нарушенной является подводная часть опоры, и развитие трещин идет снизу вверх. Наиболее значительной является трещина в центральной части опоры, делящая ее на две части.

Выполненные исследования показали возможность неразрушающего контроля крупных бетонных сооружений путем использования виброакустического метода, причем и для его подводной части. Разработанная методика вошла составной частью в нормативный документ «ГР-3-032-2004» [4].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ямщиков, В. С. Физические основы акустического метода определения дефектов связи упругих слоев с основанием [Текст] / В. С. Ямщиков, Е. Е. Сидоров, Ю. Н. Бауков // ФТПРПИ. – 1979. – № 3. – С. 110-118.
2. Научные и приборные разработки для геофизической экспресс-диагностики состояния шахт, карьеров и гидротехнических сооружений [Текст] / Б. М. Усаченко и др. // Горный вестник Узбекистана. – 1998. – № 2. – С. 84-86.
3. Сергиенко, В. Н. Методические проработки и практическое значение подводной вибродиагностики [Текст] / В. Н. Сергиенко, С. П. Мусяненко, В. Б. Усаченко // Геотехническая механика. – 2004. – Вып. 51. – С. 177-183.
4. Діагностика стану систем «Кріплення-масив» та «підйомна посудина – жорстке армування» шахтних стовбурів. Порядок та методика виконання [Текст]: ГР 3-032-2004. – Офіц. вид. – К.: Мін. пром. політики України, 2004. – 40 с.

Поступила в редколлегию 16.03.2010.
Принята к печати 26.03.2010.

А. А. ЯКОВЛЕВ, В. А. БЕЛЫЙ (Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ БЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА ПРИ ОДНООСНОМ СЖАТИИ С ПРИМЕНЕНИЕМ СОВРЕМЕННЫХ МАТЕРИАЛОВ

У статті наведено результати дослідження несучої здатності центрально стислих бетонних елементів при використанні полімерних матеріалів.

В статье приведены результаты исследования несущей способности центрально сжатых бетонных элементов при использовании полимерных материалов.

In the article the results of research of bearing capacity of the centrally compressed concrete elements with the use of polymeric materials are presented.

Использование современных материалов и нано технологий в строительстве позволяет увеличивать несущую способность, как отдельных элементов, так и сооружения в целом. Существующие полимерные материалы обладают легким весом и высокими прочностными характеристиками. Использование таких материалов одно из перспективных направлений, так как они просты в применении и могут быть использованы в существующих и проектируемых железобетонных конструкциях.

Исследования материала основываются на испытании опытных образцов. На основе полученных данных можно определить прочностные и деформативные характеристики материала. На основе полученных данных можно охарактеризовать работу материала. При исследовании совместной работы двух и более материалов возникают сложности в расчетах, они становятся трудоемкими. Используя многофункциональные расчетные программные комплексы (ANSYS 12), можно создавать объемные элементы, выполнять моделирование работы исследуемого образца, с учетом нескольких материалов, определять распределение и развитие усилий в рассматриваемом сечении на любом этапе нагружения.

В ходе исследований выполнено сравнение теоретически полученных результатов с использованием многофункциональных расчетных программных комплексов (ANSYS 12) и данных, полученных на основании испытаний.

Для исследования центрально сжатых бетонных элементов были рассмотрены элементы квадратного сечения $150 \times 150 \times 600$ мм.

Используемые материалы и их основные характеристики приведены в табл. 1.

Таблица 1

Свойства материалов

N п/п	Материал	Кубическая прочность, f_{cu} (МПа)	Призмечная прочность, f_c (МПа)	Модуль упругости, E_c (МПа)
1	Бетон	26,8	21,9	$2,91 \times 10^4$
N п/п	Материал (данные изготовителей)	Толщина, t (мм)	Прочность на сжатие, f_p (МПа)	Модуль упругости, E_p (МПа)
2	Полимер	0,302	900	$6,3 \times 10^4$

Были выполнены испытания на центральное сжатие: образец № 1 – без полимерного материала; образец № 2 – на наружные грани призмы был приклеен полимерный материал с помощью высокопрочного клея на эпоксидной смоле в один слой; образец № 3 – два слоя; образец № 4 – три слоя полимерного материала. Полимерные материалы склеивали между собой с помощью высокопрочного клея на эпоксидной смоле. Схемы образцов приведены в табл. 2.

Таблица 2

Схема образцов

N п/п	Образцы	Количество слоев полимера, n	ρ_{pol} , %
1	№ 1	0	0
2	№ 2	1	0,805
3	№ 3	2	1,611
4	№ 4	3	2,415

В табл. 2 ρ_{pol} – это отношение объема полимера к объему бетона, вычисленный по формуле:

$$\rho_{pol} = \frac{4 \cdot n \cdot t}{a} \cdot 100 \%,$$

где n – количество слоев полимера; t – толщина полимера, мм; a – сторона призмы, мм.

Образцы испытывали на стационарном прессе, с максимальным усилием 150 т (1500 кН). На грани образцов были установлены две мессуры с базой 200 мм. Нагрузка задавалась ступенями – 100 кН, до 400 кН шаг нагрузки – 40 кН. Полученные данные изображены на рис. 1.

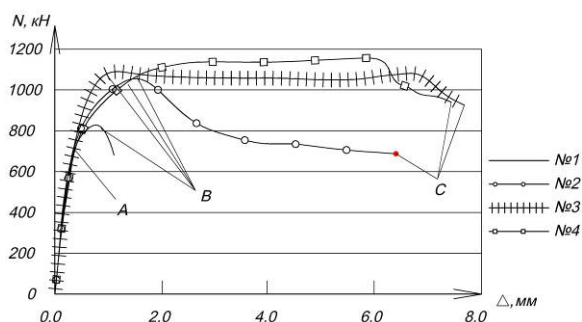


Рис. 1. Зависимости усилий от деформаций

Исходя из полученных диаграмм, видно, что использование полимерных материалов приводит к значительному увеличению несущей способности испытываемых образцов. Анализируя полученную диаграмму, можно выделить характерные точки. Точка A для всех образцов соответствует $0,8 N_p$ – разрушающей нагрузки. На промежутке от O до A кривые идут одинаково, и горизонтальные деформации бетона внутри образца незначительны. При испытании образца № 2 начал издаваться хруст внутри образца, когда нагрузка превысила $0,83 N_p$. В образце появились поперечные деформации, и полимер включился в работу (характерная точка B). Временное сопротивление бетона сжатию начинает уменьшаться для образца № 2 – диаграмма упала. Можно выделить характерную точку B – начало совместной работы материалов. Для образца № 2 характерная точка B является пределом прочности. Образцы № 3, № 4 продолжали воспринимать прикладываемую нагрузку. В результате разрушения произошел перелом волокон в образцах (точка C).

Можно выделить три стадии совместной работы материалов. Сначала бетон воспринимает приложенные нагрузки, поперечные деформации

в образце незначительны. Затем включается полимер совместно с бетоном и воспринимает расширение бетона. Следующая стадия – когда возникают максимальные напряжения в полимере и происходит разрушение образца.

Используя многофункциональные программные комплексы (ANSYS 12), было выполнено моделирование работы образцов с учетом полимерного материала и стадийного нагружения. Полученные результаты приведены на рис. 2.

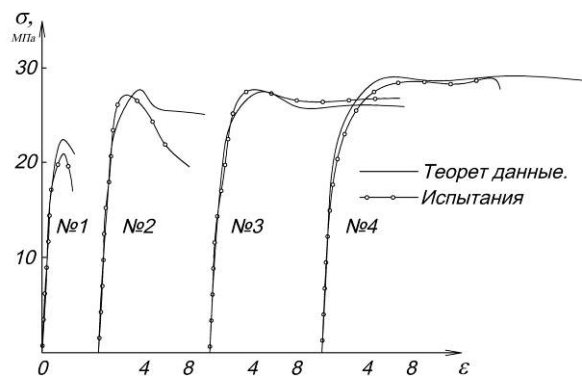


Рис. 2. Диаграмма деформирования бетона при осевом сжатии

Сравнительный анализ показывает, что погрешность полученных теоретических данных и практических испытаний не превышает 10 %. Данные испытаний приведены в табл. 2.

Таблица 2

Сравнение полученных результатов

Образцы	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4
Теоретические данные, МПа	20,72	26,93	27,04	28,99
Испытания, МПа	22,43	27,67	27,72	28,60
Погрешность, %	8,25	2,75	2,51	-1,96

На основании полученных теоретических исследований можно построить кривую распределения напряжений по всей высоте исследуемого образца, которая изображена на рис. 3.

Максимальные напряжения возникают в середине образца, к нижней и верхней части образца напряжения уменьшаются.

Однако перелом волокон полимера не происходит в середине высоты образца.

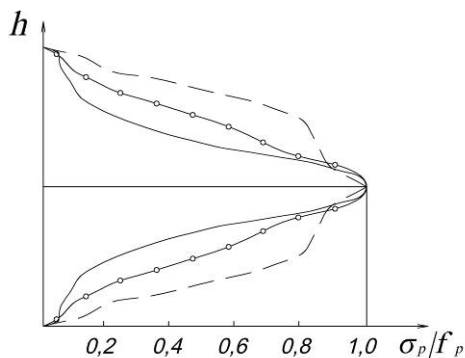


Рис. 3. Распределение напряжений в сечении по высоте образца

Можно говорить, что концентрация напряжений в полимерном материале возникает в месте максимальных поперечных деформаций бетона – это и есть основная причина разрушения образца.

В результате выполненных исследований можно утверждать, что многофункциональные программные комплексы упрощают задачу исследования совместной работы нескольких материалов с различными прочностными характеристиками.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы [Текст] / Минстрой России. – М.: ГПЦПП, 1996.
2. СНиП 3.06.07-86. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний [Текст] / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстрой СССР, 1988.

Поступила в редколлегию 12.04.2010.

Принята к печати 19.04.2010.

Наукове видання

В І С Н И К

Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна

Випуск 33

(українською, російською та англійською мовами)

*Свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації КВ № 7704
від 08.08.2003 р. видане Державним комітетом телебачення і радіомовлення України*

Відповідальний за випуск *І. П. Корженевич*
Комп'ютерне верстання *В. В. Кузьменко*

Статті в збірнику друкуються в авторській редакції

Формат 60 × 84 ¹/₈. Ум.друк.арк. 36,04. Тираж 120 пр. Зам. № 761.

**Видавництво Дніпропетровського національного університету залізничного
транспорту імені академіка В. Лазаряна**

Адреса редакції, видавця та ділянки оперативної поліграфії:

вул. Лазаряна, 2, м. Дніпропетровськ-10, 49010, Україна

Тел.: +38 (0562) 33-58-96, факс: +38 (0562) 33-58-97

<http://www.diitrvv.dp.ua>

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1315 від 31.03.2003.