

5
54

ISSN 2227-1252

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ



МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Збірник наукових праць

Дніпропетровського національного
університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

Випуск 4

2013

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

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

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

За загальною редакцією проф. О. М. ПШІНЬКА

Засновано у 2011 році

Випуск 4

Дніпропетровськ
2013

УДК 624.21 + 624.19(066)

ББК 39.2

Д 54

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

*Затверджено до друку рішенням Вченої ради Дніпропетровського національного університету
залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна від 02.12.2013 р., протокол № 4*

Голова редакційної ради університету – доктор технічних наук *О. М. Пшінько*

Редакційна колегія:

головний редактор – доктор технічних наук *О. С. Распопов*

заступник головного редактора – доктор технічних наук *В. Д. Петренко*

відповідальний секретар – кандидат технічних наук *В. І. Соломка*

Члени редакційної колегії:

доктори технічних наук *М. І. Казакевич, Д. О. Банников, М. І. Нетеса, Й. Й. Лучко,*
А. В. Радкевич, А. І. Лантух-Лященко, В. В. Кулябко, А. А. Плугін, Л. М. Тимофіїва, Р. О. Гейзен
кандидат технічних наук *О. Л. Тюткін*

Д 54 **Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика :** Збірник наукових праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Вип. 4. – Д. : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2013. – 129 с.
ISSN 2227-1252

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

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

УДК 624.21 + 624.19(066)

ББК 39.2

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

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

ISSN 2227-1252

© Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту заліз.
трансп. ім. акад. В. Лазаряна, оригінал-макет, 2013

ЗМІСТ

С. М. ЗАГОРУЛЬКО, М. К. ЖУРБЕНКО, В. А. МИРОШНИК ОПРЕДЕЛЕНИЕ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ АВТОДОРОЖНОЙ НЕРАЗРЕЗНОЙ КРИВОЛИНЕЙНОЙ В ПЛАНЕ ЭСТАКАДЫ	4
А. В. КРАСНЮК, В. О. МОМОТ, Н. А. НІКІФОРОВА ВИБІР ЕФЕКТИВНИХ МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ ГІДРОТЕХНІЧНОГО БЕТОНУ	12
Й. Й. ЛУЧКО, Б. Л. НАЗАРОВИЧ, О. М. ГАЙДА ЗАКРИТТЯ ТРІЩИН В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ ІН'ЄКЦІЙНИМИ МЕТОДАМИ	19
Й. Й. ЛУЧКО, В. В. КОВАЛЬЧУК ВИЗНАЧЕННЯ ТЕМПЕРАТУРНИХ НАПРУЖЕНЬ ТА ДЕФОРМАЦІЙ У МЕТАЛЕВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВАХ МОСТІВ	26
В. В. МАРОЧКА, П. О. БАДЮЛ ВИКОРИСТАННЯ ГНУЧКИХ АНКЕРІВ З ВИСАДЖЕНОЮ ГОЛОВКОЮ ПРИ ВИРОБНИЦТВІ ЗАКЛАДНИХ ВИРОБІВ	37
В. В. МАРОЧКА, П. А. ПШИНЬКО, И. В. КЛИМЕНКО, С. М. ЗАГОРУЛЬКО ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКОЙ РАБОТЫ АВТОДОРОЖНОГО МЕТАЛЛИЧЕСКОГО НЕРАЗРЕЗНОГО МОСТА ПОД ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКОЙ	42
К. В. МЕДВЕДЕВ, Ф. В. ЯЦКО ПРОЧНОСТЬ, НАДЕЖНОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ	52
В. И. ПЕТРЕНКО, В. Д. ПЕТРЕНКО ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ ХИМИЧЕСКОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КИЕВСКОГО МЕТРОПОЛИТЕНА	60
V. I. PETRENKO, V. D. PETRENKO, O. L. TJUTKIN SOLUTION OF TASK OF THE MOBILE LOADING IN THE DYNAMIC STATEMENT	67
О. М. ПШИНЬКО, А. В. КРАСНЮК, Ю. Л. ЗАЯЦЬ, О. В. ГРОМОВА ТЕХНОЛОГІЯ ЕФЕКТИВНОГО ОЧИЩЕННЯ ТА ШЛЯХИ УТИЛІЗАЦІЇ ВІДПРАЦЬОВАНОВО БАЛАСТНОГО ЩЕБЕНЮ У ТРАНСПОРТНОМУ БУДІВНИЦТВІ	75
В. П. РЕДЧЕНКО ЕСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ВИЗНАЧЕННЯ ПОСТІЙНИХ НАПРУЖЕНЬ В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ	82
К. І. СОЛДАТОВ, Ю. М. ГОРБАТЮК, С. В. КЛЮЧНИК, М. К. ЖУРБЕНКО ДО ПИТАННЯ НОРМУВАННЯ СТАТИЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА НАПЛАВНІ МОСТИ	89
К. И. СОЛДАТОВ, Ю. Л. ЗАЯЦ, В. И. СОРОКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ШАХТНОЙ ЗАТЯЖКИ	97
В. І. СОЛОМКА ХІМІЧНА ТА БІОЛОГІЧНА КОРОЗІЯ БЕТОНУ І ЇЇ НАСЛІДКИ ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТІВ	107
В. П. ТАРАСЕНКО, В. Л. РЫКИНА АНАЛИЗ ТОКОВ И НАПРЯЖЕНИЙ В ВЕТВЯХ МОСТОВЫХ СХЕМ ПРИ ИСПЫТАНИЯХ КОНСТРУКЦИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЭЛЕКТРИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ	113
Д. А. ШЕСТОВИЦКИЙ ПРОГНОЗИРОВАНИЕ СРОКА СЛУЖБЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ	120

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.036.6:624.042.8

С. М. ЗАГОРУЛЬКО^{1*}, М. К. ЖУРБЕНКО², В. А. МИРОШНИК³

^{1*} СПКТБ «Инфратранспроект-ДИИТ», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (095) 137 32 12, эл. почта zaga1010@mail.ru

² ОНИЛ искусственных сооружений, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (067) 122 71 63

³ ОНИЛ искусственных сооружений, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (097) 828 64 87, эл. почта miroshnik_vetal@mail.ru

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ АВТОДОРОЖНОЙ НЕРАЗРЕЗНОЙ КРИВОЛИНЕЙНОЙ В ПЛАНЕ ЭСТАКАДЫ

Цель. Исследование динамического поведения, определение форм и частот собственных колебаний мостовых конструкций, которые были запроектированы и построены в период, когда динамический расчёт сложных сооружений выполнялся путём упрощения расчётных схем. **Методика.** Для получения точных динамических характеристик конструкции при действии колёсных транспортных средств на мостовой переход, было принято решение использовать в расчёте метод математического моделирования конструкции, а именно метод конечных элементов. Моделирование и расчёт данного сооружения проводился в среде программного комплекса «Лира». Составленная модель полностью отвечает всем геометрическим и линейным характеристикам реального сооружения, что подтверждается полученными результатами и значениями, полученными в ходе испытаний, которые проводились ОНИЛ динамики мостов. **Результаты.** На основании выполненных расчётов следует: что все формы свободных колебаний эстакады являются взаимно-связными между собой и таким образом, разделить собственные формы колебаний сооружения на вертикальные, горизонтальные и крутильные можно лишь условно. Принятая схема конечно-элементной модели эстакады позволяет решить задачи, связанные не только с динамическими характеристиками, но и позволяет определить фактические значения внутренних сил (нормальных, поперечных, моментов) в любом заданном элементе конструкции при воздействии на него одиночной фиксированной силы или группы сил. **Научная новизна.** Как известно, современные тенденции отечественного и зарубежного мостостроения связаны с широким внедрением новых высокопрочных материалов, совершенствованием конструктивных и технологических форм, а также методов расчета. Вызванные этими факторами изменения в конструкциях, привели к уменьшению жесткости, повышению чувствительности их к динамическим воздействиям. В связи с этим (а также с ростом интенсивности и величины нагрузок) возросла роль динамических расчетов, исследований динамического поведения мостовых конструкций. **Практическая значимость.** Основываясь на полученных результатах математического моделирования нетиповой конструкции пролётного строения моста, можно утверждать, что использование МКЭ является эффективным способом определения динамических характеристик. Также положительным отличием рассмотренного метода от других, является возможность визуализации полученных результатов, что позволяет определить характерные особенности в работе сооружения.

Ключевые слова: эстакада; габарит; пролётное строение; крутящий момент; расчётная схема; главная балка; ортотропная плита; диафрагма; динамические характеристики; метод конечных элементов; моделирование; собственные колебания; частота

Введение

Объектом исследования стала металлическая автодорожная эстакада рамно-неразрезной системы запроектирована проектным институтом «Укрпроектстальконструкция» г. Киев, по схеме 2×56+2×64+2×56 м расположена в плане

на кривой радиусом 200 м и введена в постоянную эксплуатацию в октябре 1978 г. Конструкция рассчитана в соответствии с требованиями СН200-62 [1] на пропуск четырех полос автомобильного движения по схеме Н30 и НК80 и пешеходов по двум тротуарам шириной по

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

2,25 м каждый. Габарит проезжей части (15,64 м) принят из условия пропуска автомобильной нагрузки со скоростью до 60 км/час.

Поперечное сечение блока эстакады приведено на рис. 1.

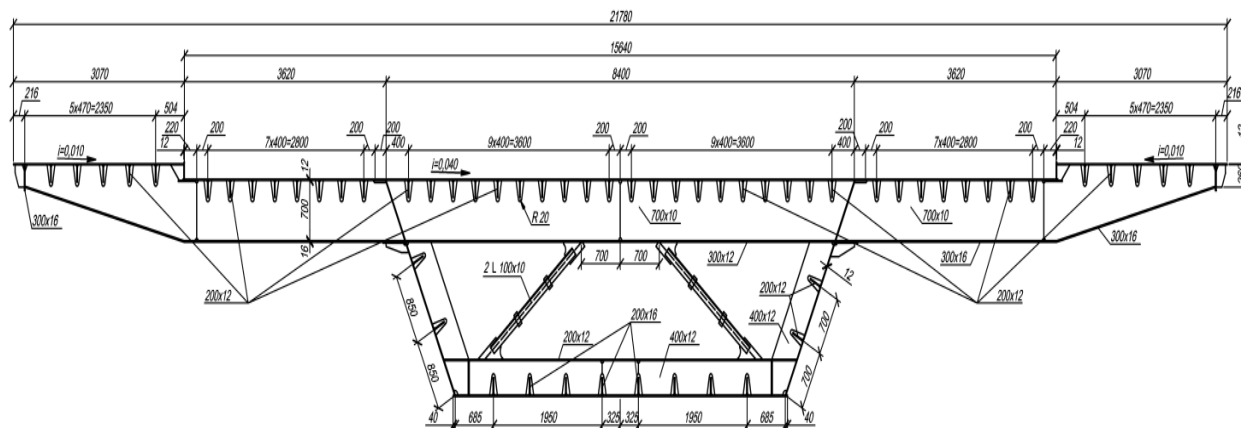


Рис. 1. Поперечное сечение эстакады в середине пролёта

При проектировании эстакады была разработана и применена новая статическая схема использующая кривизну пролётного строения, как положительный фактор, повышающий эффект пространственной работы сооружения, а также принятое инженерное решение конструкции эстакады должно было обеспечить высокое эстетическое вписывание сооружения в существующий ландшафт. Новая статическая схема отличается тем, что концы криволинейного в плане пролётного строения закрепляются к устоям шарнирами, подвижными в вертикальной плоскости и с ограниченной подвижностью в горизонтальной. Расчётная схема эстакады приведена на рис. 2.

Такое закрепление заставляет сооружение работать как пространственную систему: на вертикальное воздействие – как шестипролётную неразрезную криволинейную в плане раму, на горизонтальные нагрузки – как двухшарнирную арку, поддерживаемую в ортогональной плоскости стойками. Крутящие моменты пролётное строение воспринимает как криволинейная в плане балка, защемленная по концам и упруго опёртая на промежуточные стойки. Главная балка пролётного строения стальная, коробчатого трапециевидного сечения высотой 2,5 м с шириной понизу 6,0 м и сверху 8,4 м. Собрана из отдельных блоков (на сварке) длиной по оси проезда 12,0 м и 13,0 м приопорных блоков на опоре № 0 и № 6. Габарит проезда обеспечивается устройством двухсторонних консольных свесов ортотропной плиты, которая опирается на поперечные балки. Односторонний поперечный уклон проезжей части $i = 0,04$ создается за счет разной высоты боковых стенок коробки и их углов наклона к горизонту.

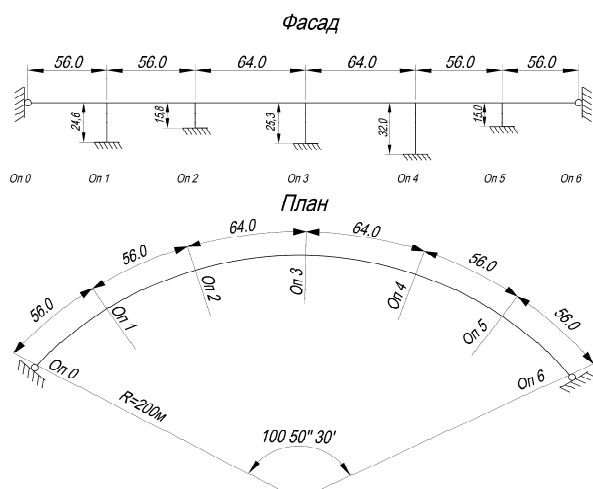


Рис. 2. Расчётная схема эстакады

Поперечная жесткость пролётного строения и неизменяемость контура сечения главной балки обеспечивается постановкой поперечных рёбер и уголкового связей внутри коробки. Угловые связи, совместно с поперечными рёбрами боковых стенок, нижнего горизонтального листа и поперечной балки верхней ортотропной плиты образуют жесткий контур. Такие связи поставлены через 2...4 м по длине

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

пролёта. В местах опирания на промежуточные стойки и устои в балке устроены сплошные опорные диафрагмы. В диафрагмах предусмотрены овалы для прохода внутри коробки и отверстия для пропуска кабелей инженерных коммуникаций проходящих по мосту.

Промежуточные опоры (стойки) выполнены в виде одиночных металлических колонн коробчатого прямоугольного поперечного сечения с размерами в плане 2000×1000 мм, меньшей стороной вдоль продольной оси эстакады. Высота колонн различна от 13,0 до 32,0 м. В верхней части у сопряжения с главной балкой колонны имеют раструбное уширение в виде пилястр 2000×2000 мм. Поперечное сечение колонн замкнутое, составлено четырьмя листами-стенками. Изнутри листы стенки усилены поперечными рёбрами жёсткости из стальной полосы 100×10 мм, установленными с шагом 2 м. Монтажный стык колонн с коробчатой главной балкой выполнен непосредственно приваркой их к днищу короба с полным проваром. Закрепление колонн к фундаментам выполнено путём полного их закрепления при помощи 4-х анкерных болтов по углам периметра. Монтажный стык колонн с нижним листом коробчатой главной балкой выполнен непосредственно приваркой их к днищу короба с полным проваром.

Цель

Целью данной статьи является исследование динамического поведения, определение форм и частот собственных колебаний мостовых конструкций, которые были запроектированы и построены в период, когда динамический расчёт сложных сооружений выполнялся путём упрощения расчётных схем.

Методика

Конструкция этой уникальной в своём роде эстакады, имея подобную расчётную схему и характеристики, практически полностью исключает возможность ручного счёта, а именно: определение точных динамических характеристик, которые бы адекватно, а главное с достаточной точностью характеризовали действительную работу сооружения на конкретных этапах эксплуатации конструкции.

Последние несколько десятилетий в силу стремительного развития компьютерных технологий абсолютным лидером среди методов расчёта инженерных конструкций стал метод конечных элементов (МКЭ). Для получения точных динамических характеристик конструкции при действии колёсных транспортных средств на мостовой переход, было принято решение использовать в расчёте метод математического моделирования конструкции, а именно метод конечных элементов. Моделирование и расчёт данного сооружения проводился в среде программного комплекса «Лира». Была смоделирована оптимальная пространственная конечно-элементная модель всей эстакады, в которую вошло 141755 отдельных конечных элементов объединённых между собой внутренними связями. Составленная модель полностью отвечает всем геометрическим и линейным характеристикам реального сооружения, что подтверждается полученными результатами и значениями, полученными в ходе испытаний, которые проводились ОНИЛ динамики мостов. На рис. 3 и 4 приведены конечно-элементные модели конструктивно отличающихся секций сооружения, а на рис. 5 показана модель всей эстакады.

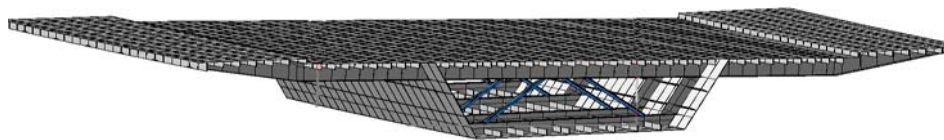


Рис. 3. Конечно-элементная модель среднего блока пролётного строения

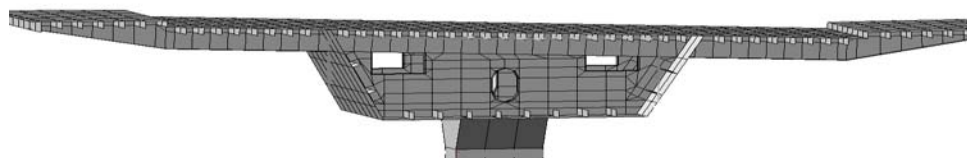


Рис. 4. Конечно-элементная модель ригеля пролётного строения в местах опирания на промежуточные стойки



Рис. 5. Конечно-элементная модель эстакады

При моделировании конечно-элементной модели эстакады, использовались универсальный пространственный стержневой КЭ (№ 10 в библиотеке КЭ программного комплекса «Лира») для моделирования угловых связей и тела промежуточных стоек; универсальный четырехугольный КЭ оболочки (№ 44) и универсальный треугольный КЭ оболочки (№ 42) для моделирования всех остальных элементов конструкции. Изучение динамических видов воздействия нагрузки на мосты предшествует предварительное изучение параметров свободных колебаний конструкции. Определения форм и частот собственных колебаний сооружения – является одной из задач данного исследования.

Колебаниями называются движения или процессы, которые характеризуются определенной повторяемостью во времени. Колебания широко распространены в окружающем мире и могут иметь самую различную природу. Это могут быть механические (маятник), электромагнитные (колебательный контур) и другие виды колебаний.

Собственными (свободными) называются колебания конструкции или его элемента, происходящие без воздействия внешних сил, или колебания, происходящие после некоторого начального нарушения состояния равновесия механической системы, которая затем остается представленной самой себе и движется под действием восстанавливающих сил и сил внутреннего трения.

Как известно, современные тенденции отечественного и зарубежного мостостроения связаны с широким внедрением новых высокопрочных материалов, совершенствованием конструктивных и технологических форм, а также методов расчета. Вызванные этими факторами изменения в конструкциях, привели к уменьшению жесткости, повышению чувствительности их к динамическим воздействиям. В связи с этим (а также с ростом интенсивности и величины нагрузок) возросла роль динамических расчетов, исследований динамического

поведения мостовых конструкций, особенно сооружений, которые были запроектированы и построены в период, когда динамический расчет сложных сооружений выполнялся путём упрощения расчётных схем, что непосредственно влияло на полученные результаты.

На начальном этапе расчёта было получено 7 значений частот собственных колебаний эстакады, которые приведены в табл. 1, а формы этих колебаний приведены на рис. 7.

Таблица 1

Частоты собственных колебаний эстакады

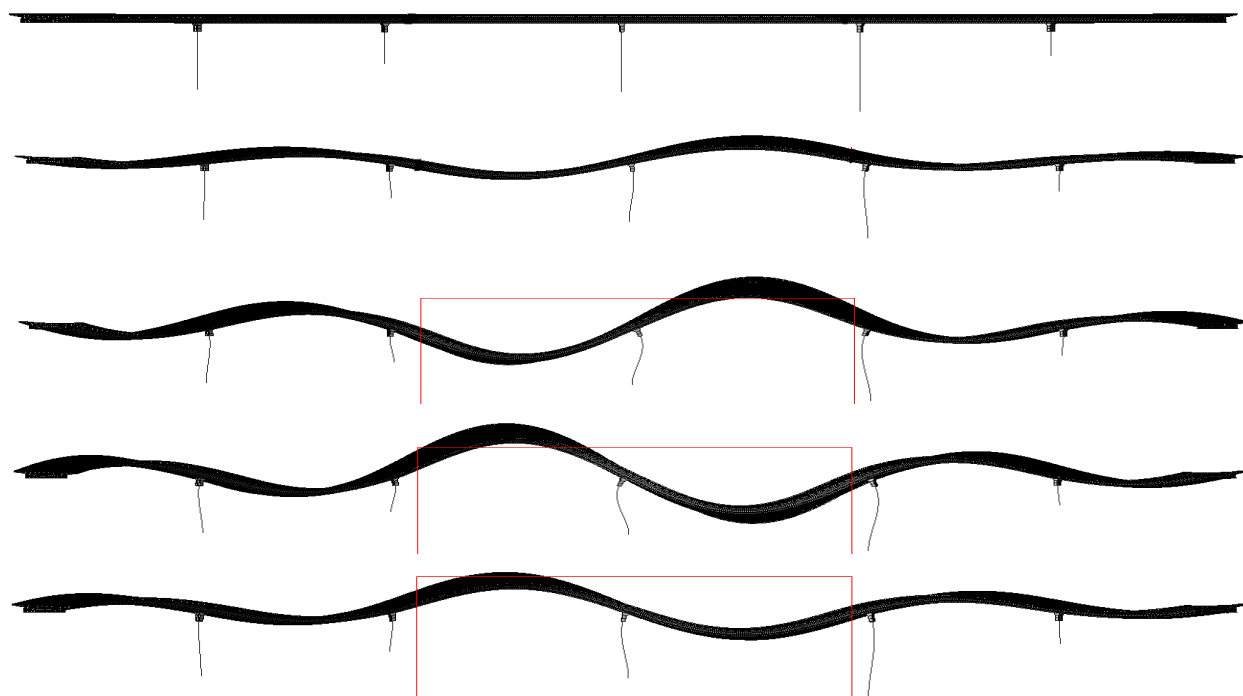
№ п/п	Частоты		Периоды
	рад/с	Гц	
1	11,36	1,81	0,5528
2	13,13	2,09	0,4782
3	13,33	2,12	0,4710
4	13,96	2,22	0,4499
5	14,24	2,27	0,4411
6	15,69	2,50	0,4002
7	16,55	2,64	0,3794

Результаты

Проводя анализ форм собственных колебаний по результатам выполненных расчётов следует: что все формы свободных колебаний эстакады являются взаимно-связными между собой и таким образом, разделить собственные формы колебаний сооружения на вертикальные, горизонтальные и крутильные можно лишь условно. Так при частоте колебаний 1,81 Гц преобладают вертикальные колебания, которые сопровождаются закручиванием и горизонтальным поперечным перемещениями; при частоте 2,12 Гц преобладают горизонтальные колебания, которые сопровождаются вертикальными и крутильными; при частоте собственных колебаний 2,22 Гц можно выделить крутильные колебания конструкции, которые в свою очередь сопровождаются двумя основными формами колебания сооружения.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

а)



б)

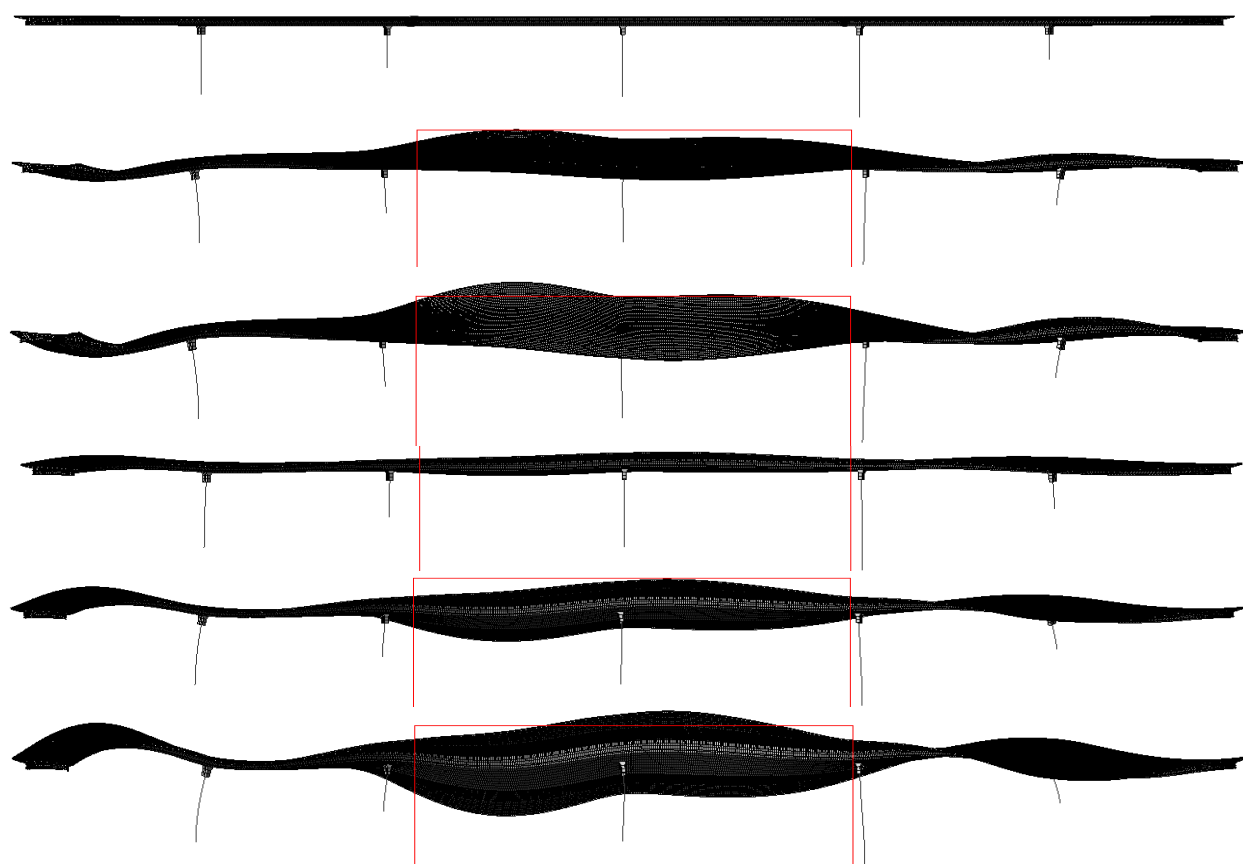


Рис. 7. Формы собственных колебаний:
а – преобладающих вертикальных; б – преобладающих крутильных

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

В табл. 2 для сравнения приведенных значений частот полученных при испытании сооружения и рассчитанных.

Абсолютного совпадения (судя из таблицы) не наблюдается, но их близость очевидна. При математическом моделировании эстакады невозможно учесть всех параметров сооружения, которые необходимо ввести в конечно-элементную модель, а именно: инженерных коммуникаций, которые проходят по мосту;

наличие барьерного ограждения; перильного ограждения; осветительных мачт и мачт троллейбусной линии; толщину асфальтового покрытия, смотровые приспособления и др. Все выше перечисленные факторы влияют на массу и жесткость конструкции, внося фоновые искажения, которые в свою очередь непосредственно влияют на частоты собственных колебаний сооружения.

Таблица 2

Сравнения приведенных значений частот собственных колебаний

Форма собственных колебаний	Значения частот полученных из испытаний, Гц	Значения частот полученных из расчёта, Гц	Разность, %
Вертикальные	1,83	1,81	1,1
Горизонтальные	2,15	2,12	1,4
Крутильные	2,47	2,22	11,3

Выводы

1. Основываясь на полученных результатах математического моделирования нетиповой конструкции пролётного строения моста, можно утверждать, что использование МКЭ является эффективным способом определения динамических характеристик.

2. Также положительным отличием рассмотренного метода от других, является возможность визуализации полученных результатов, что позволяет определить характерные особенности в работе сооружения.

3. Принятая схема конечно-элементной модели эстакады позволяет решить задачи, связанные не только с динамическими характеристиками, но и позволяет определить фактические значения внутренних сил (нормальных, поперечных, моментов) в любом заданном элементе конструкции при воздействии на него одиночной фиксированной силы или группы сил.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СН200-62 Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб [Текст]: – Введ. 1962.04.23. – М.: Трансжелдориздат, 1962. – 308 с.
2. Обследование и испытание автодорожного перехода по сооружениям ДнепроГЭСа в г. Запорожье [Текст]: отчёт по НИР (заключ.) / Дне-

- пропетровский ин-т инженеров жел. дор. транспорта; рук. Загора А. Л. испол.: Сухоруков Б. Д. [и др.]. – Д., 1980. – 100 с. – № ГР 78072829. – Инв. № Б862384.
3. Артемов, В. Е. К вопросу о точности вычислений в расчетах строительных конструкций [Текст] / В. Е. Артемов, А. С. Распопов // 36. наук. праць Дніпропетровського нац. ун-ту залізн. тр-ту. – Д., 2012. – Вип. 3. – с. 6-8.
 4. Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций [Текст]: монография / за ред. М. С. Барабаша. – М.: Издательство АСВ, 2008. – 328 с.
 5. Стрелец-Стрелецкий, Е. Б. Лира 9.4. Учебное пособие [Текст]: Под ред. академика РААСН, докт. техн. наук, проф. А. С. Городецкого – К.: Издательство «ФАКТ», 2008. – 164 с.
 6. Распопов, А. С. Особенности компьютерного моделирования динамической загруженности конструкций железнодорожных мостов [Текст] / А. С. Распопов, В. Е. Артемов, С. П. Русу // 36. наук. праць Укр. держ. акад. залізн. тр-ту. – Х., 2010. – Вип. 114.-с. 123-132.
 7. 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.
 8. Dion, Cassandra Real-Time Dynamic Substructuring Testing of a Bridge Equipped with Friction-Based Seismic Isolators [Текст] / Cassandra Dion, Najib Bouaanani, M. ASCE, Robert Tremblay and Charles-Philippe Lamarche). – J. Bridge Eng, 17:4-14. – 2012.

С. М. ЗАГОРУЛЬКО^{1*}, М. К. ЖУРБЕНКО², В. А. МИРОШНИК³

^{1*} СПКТБ «Інфратранспроєкт-ДІТ», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (095) 137 32 12, ел. пошта zaga1010@mail.ru

² ГНДЛ штучних споруд, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (067) 122 71 63

³ ГНДЛ штучних споруд, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (097) 828 64 87, ел. пошта miroshnik_vetal@mail.ru

ВИЗНАЧЕННЯ ВЛАСНИХ КОЛИВАНЬ АВТОДОРОЖНЬОЇ НЕРОЗРІЗНОЇ КРИВОЛІНІЙНОЇ В ПЛАНІ ЕСТАКАДИ

Мета. Дослідження динамічної поведінки, визначення форм і частот власних коливань мостових конструкцій, які були запроектовані і побудовані в період, коли динамічний розрахунок складних споруд виконувався шляхом спрощення розрахункових схем. **Методика.** Для отримання точних динамічних характеристик конструкції при дії колісних транспортних засобів на мостовий перехід, було прийнято рішення використовувати в розрахунку метод математичного моделювання конструкції, а саме метод скінчених елементів. Моделювання та розрахунок даної споруди проводився в середовищі програмного комплексу «Лира». Складена модель повністю відповідає всім геометричним і лінійним характеристикам реальної споруди, що підтверджується отриманими результатами і значеннями, отриманими в ході випробувань, які проводилися ГНДЛ динаміки мостів. **Результати.** На підставі виконаних розрахунків слід вважати, що всі форми вільних коливань естакади є взаємно зв'язаними між собою і таким чином, розділити власні форми коливань споруди на вертикальні, горизонтальні і крутильні можливо лише умовно. Прийнята схема скінчено-елементної моделі естакади дозволяє вирішити завдання, пов'язані не тільки з динамічними характеристиками, але і дозволяє визначити фактичні значення внутрішніх сил (нормальних, поперечних, моментів) в будь-якому заданому елементі конструкції при впливі на нього одиночної фіксованої сили або групи сил. **Наукова новизна.** Відомо, що сучасні тенденції вітчизняного і зарубіжного мостобудування пов'язані з широким впровадженням нових високоміцних матеріалів, вдосконаленням конструктивних і технологічних форм, а також методів розрахунку. Викликані цими факторами зміни в конструкціях, призвели до зменшення жорсткості, підвищення чутливості їх до динамічних впливів. У зв'язку з цим (а також із зростанням інтенсивності і величини навантажень) зросла роль динамічних розрахунків, досліджень динамічної поведінки мостових конструкцій. **Практична значимість.** Аналізуючи отримані результати математичного моделювання нетипової конструкції прогонової будови моста, можна стверджувати, що використання МСЕ є ефективним способом визначення динамічних характеристик. Також позитивною відмінністю розглянутого методу від інших, є можливість візуалізації отриманих результатів, що дозволяє визначити характерні особливості в роботі споруди.

Ключові слова: естакада; габарит; прогонова будова; крутячий момент; розрахункова схема; головна балка; ортотропна плита; діафрагма; динамічні характеристики; метод скінчених елементів; моделювання; власні коливання; частота

SERGEY ZAGORULKO^{1*}, MIHAIL GURBENKO², VITALIY MIROSHNIK³

^{1*} STDEB «Infratransproekt-DIIT», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (095) 137 32 12, e-mail zaga1010@mail.ru

² BSRL Structure, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (067) 122 71 63

³ BSRL Structure, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (097) 828 64 87, e-mail miroshnik_vetal@mail.ru

DETERMINATION NATURAL VIBRATIONS OF THE CONTINUED PLACED ON CURVE FLYOVER IN OPERATION

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Purpose. The study of the dynamic behavior, the definition of shapes and natural frequencies of the bridge structure, which were designed and built at a time when the dynamic calculation of complex structures carried by simplifying the design schemes. **Methodology.** To obtain accurate dynamic characteristics of the structure under the action of wheeled vehicles on the bridge crossing, it was decided to use the calculation method of mathematical modeling of structures, namely finite element method. Simulation and calculation of this structure was carried out in an environment of « Lira." Drafted model meets all geometric and linear characteristics of the real structure, which is confirmed by the results obtained and the values obtained in the tests that were conducted BSRL of Dynamics bridges. **Findings.** On the basis of the calculations it follows that all forms of free oscillations of the overpass are mutually connected with each other and thus share the eigen modes of structures on vertical, horizontal and torsional only conditionally. Accepted scheme of the finite element model flyover solves problems related not only to the dynamic characteristics, but also to determine the actual values of internal forces (normal , transverse moments) in any given structural member when subjected to a single fixed force or group of forces. **Originality.** As is known, the current trends of domestic and foreign bridge construction associated with the widespread introduction of new high-strength materials, the improvement of the design and technological forms and methods of calculation. Changes these factors in structures resulted in a reduction of rigidity , increased sensitivity to their dynamic effects . In this regard (as well as the intensity and magnitude of load) increased the role of dynamic calculations, studies the dynamic behavior of the bridge structure. **Practical value.** Based on the results of mathematical modeling of atypical superstructure of the bridge, it can be argued that the use of the finite element method is an effective way to determine the dynamic characteristics. Also positive difference of this method from others is the ability to visualize the results, allowing you to identify the characteristic features in the building.

Keywords: overpass; clearance; span; torsion moment; design model; main beam; orthotropic slab; diaphragm; dynamic behavior; finite-element method; modeling; natural vibrations; frequency

Стаття рекомендована к публікації д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна).

Поступила в редколлегию 11.08.2013.

Принята к печати 10.10.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 666.972.16

А. В. КРАСНЮК¹, В. О. МОМОТ², Н. А. НІКІФОРОВА^{3*}

¹ Дек. «Поромислове і цивільне будівництво», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 38, ел. пошта kafdiit@mail.ru

² Каф. «Будівельне виробництво та геодезія», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 85, ел. пошта kafdiit@mail.ru

^{3*} Каф. «Будівельне виробництво та геодезія», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (050) 500 89 75, ел. пошта apnik2004@mail.ru

ВИБІР ЕФЕКТИВНИХ МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ ГІДРОТЕХНІЧНОГО БЕТОНУ

Мета. Важливим етапом технології гідротехнічного бетону є визначення раціонального співвідношення матеріалів у складі бетонної суміші. Властивості бетонної суміші визначаються як гранулометричним складом заповнювачів, так і властивостями в'язучого. **Методика.** Виконані експериментальні дослідження структури цементно-піщаного розчину підвищеної рухливості для трубопровідного транспорту. **Результати.** На основі аналізу проведених досліджень встановлено, що отримання гідротехнічного бетону із заданими властивостями можливо в результаті застосування спеціальної технології бетонування з використанням високорухливого цементно-піщаного розчину, наповненого активним мікронаповнювачем в комплексі з модифікованим для умов підводного застосування пластифікатором. **Наукова новизна.** Доведено можливість отримання гідротехнічного бетону із заданими властивостями ін'єкційним способом із застосуванням цементно-піщаної суміші, що забезпечує високоефективне дифузійне та капілярне масопереміщення у формованому підводному масиві. **Практична значимість.** Комплекс технологічних заходів дозволив забезпечити отримання бетонів із заданими властивостями для підводних робіт класів В15...В25 при зниженні витрати цементу на 15 % порівняно з традиційною технологією.

Ключові слова: хімічні добавки; суперпластифікатори; експлуатаційні властивості; морозостійкість; порова структура; міцність; водонасичення

Основним завданням в області будівництва є створення і впровадження прогресивних технологій. При цьому повинно бути значно поліпшені якість робіт, підвищена продуктивність праці, понижені витрати цементу.

Підводне бетонування, без застосування водовідливу, застосовують при влаштуванні і ремонті підводних частин гідротехнічних споруд, при заповненні внутрішніх порожнин оболонок і порожнини розширень, розбурених в основі оболонок, при закріпленні оболонок в свердловинах, пробурених в скелі під водою, а також при влаштуванні плит низьких ростверків і влаштуванні водозахисних подушок в опускних колодязях.

Підводне бетонування виконують одним з наступних способів:

- вертикально переміщуваної труби;

- висхідного розчину;
- утрамбування;
- укладання бетону в мішках.

Спосіб підводного бетонування обирають залежно від конструктивних особливостей споруди і глибини укладання бетону. Хорошу якість отримують при виконанні наступних вимог:

- бетонну суміш укладають по можливості без контакту водою;
- склад бетону повинен враховувати комплекс властивостей, включаючи водостійкість, водонепроникність, морозостійкість, обмежена усадка і набрякання, помірне виділення тепла; при твердінні (для масивних споруджень), стійкість проти агресивної дії солей або інших речовин, розчинених у воді;

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

– бетонування окремого блоку без перерви.

У специфічних умовах експлуатації до гідротехнічних бетонів можуть пред'являтися і додаткові вимоги: гідродинамічна стійкість, альгїцидність, бактерицидність.

Спеціальні властивості гідротехнічного бетону, наприклад водонепроникність, забезпечуються:

- вибором матеріалів, що надають необхідну морозостійкість і водонепроникність;
- визначення В/Ц як з рівня міцності, так і з умови довговічності;
- призначенням розсунення, що забезпечує одержання щільного і довговічного бетону;
- застосуванням мікронаповнювачів, що зменшують тепловиділення й об'ємні деформації і гарантують одержання щільного бетону при низьких витратах цементу;
- використанням повітрозалучаючих добавок.

Методи визначення складу гідротехнічного бетону базуються на фундаментальних дослідженнях зв'язків між характеристиками і співвідношеннями складових його матеріалів, з одного боку, і властивостями бетонної суміші і затверділого гідротехнічного бетону – з іншою [1].

Проектування складу бетону для підводних робіт починається з вибору оптимального складу цементно-піщаного розчину, призначеного для трубопровідного транспорту до місця формування підводної конструкції. Залежно від дальності транспортування, діаметру подаючої труби і типу перекачувального пристрою рухливості розчину повинна знаходитися в межах 12...16 см (по зануренню конуса БУДЦНДЛ).

По розрахунку еквівалентних складів гідротехнічного бетону виконуються такі операції:

1. За заданою проектною маркою бетону і відомою активністю використовуваного цементу

обчислюється значення розрідження цементного тіста, Ц/В і В/Ц.

2. Для обчисленого значення розрідження цементного тіста і заданої консистенції бетонної суміші знаходиться відповідні величини функції насичення бетону крупним заповнювачем.

3. Робиться обчислення коефіцієнтів насичення бетону крупним заповнювачем за значеннями функції насичення.

4. Визначається склад бетону, з використанням рівняння абсолютних об'ємів.

5. Встановлюється щільність бетону як сума витрат окремих складових.

Властивості бетонів водного твердіння досліджувались на трьох видах цементу: на портландцементі Балаклєєвського цементного заводу, на сульфатостійкому портландцементі Амвросієвського цементного заводу, портландцементі Криворізького цементного заводу.

Хімічний склад, а також основні характеристики цементів приведені в табл. 1 і 2.

У якості заповнювачів застосовувалися місцеві матеріали заводів Придніпровського регіону (табл. 3).

Для проведення частини експериментів щебінь розсіювали на фракції: 5...10, 10...20 і 20...40 мм.

При ін'єкційному способі бетонування велике значення має оптимізація складу і структури цементно-піщаного розчину.

Дослідження проводилися на двох видах розчину, кожен на однофракційному піску: один – на основі крупної фракції 1,25...0,63; другий – на основі дрібної фракції 0,315...0,16.

Пісок фракції 1,25...0,63 одержаний розсіванням річкового піску через сито 1,25 і представляє залишок на ситі 0,63; дрібний пісок фракції 0,315...0,16 одержаний розсіванням річкового піску через сито 0,315 і представляє залишок на ситі 0,16.

Таблиця 1

Хімічний склад цементів

Завод-виготовитель	Вид і марка цементу	SiO	Al ₂ O	Fe ₂ O	CaO
Амвросієвський	ССПЦ 400	24,52	4,63	5,27	60,35
Балаклєєвський	ПЦ 400	22,34	5,26	4,58	66,23
Криворізький	ПЦ 400	22,86	4,42	2,82	58,52

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Таблиця 2

Характеристики цементів

Цемент	НГ %	Терміни тужавіння, хв.		Міцність при вигині, МПа		Міцність при стиску, МПа	
		початок	кінець	7 діб	28 діб	7 діб	28 діб
Амвросієвський	26,7	105	260	4,3	6,6	29,7	42,7
Балаклаєвський	25,6	132	280	4,6	6,9	28,8	43,1
Криворізький	27,1	137	390	4,7	7,1	29,3	42,8

Таблиця 3

Характеристика заповнювачів

Заповнювач	Розмір зерен, мм	Модуль крупної	Насипна щільність кг/м ³	Щільність в шматку кг/м ³	Порожнистість, %
Пісок	-	2,1...2,4	1,55...1,6	2,6...2,7	40...41
Щебінь	5...40	-	1,54...1,61	2,6...2,75	42...43

Встановлено, що в результаті введення в цементно-піщаний розчин у якості мікронаповнювача ПГПФ змінюється кінетика гідратації в'язучого в підводному середовищі, вміст гідросилікатів кальцію збільшується на 13... 18 % порівняно з матеріалом без наповнювача.

Досліджені міцнісні характеристики зразків розчину, що тверднув у водному середовищі і для порівняння – в нормальних умовах (вік – 28 діб). Показані склади розчину оптимальною кількістю мікронаповнювача. Результати експериментів приведені в табл. 4.

Таблиця 4

Фізико-механічні характеристики розчину на крупному (на дрібному) піску

Вид і кількість, %	$R_{сж}$, МПа		$R_{виг}$, МПа		Водонасичення %	
	НУ	Підводне твердіння	НУ	Підводне твердіння	НУ	Підводне твердіння
-	43,2	44,7	4,1	4,4	9,2	8,7
	(41,3)	(42,2)	(4,6)	(4,7)	(8,8)	(8,4)
МП-20	44,3	45,3	4,3	4,5	8,8	8,2
	(41,8)	(42,4)	(4,5)	(4,7)	(8,4)	(7,8)
МП-30	45,1	46,2	4,5	4,7	8,1	7,7
	(42,4)	(43,1)	(4,7)	(4,8)	(8,0)	(7,2)
ПГПФ-15	45,7	47,6	4,7	4,9	7,9	7,1
	(43,9)	(43,9)	(4,9)	(5,0)	(7,3)	(6,4)
ПГПФ-20	47,4	48,9	4,8	5,1	7,0	6,6
	(44,2)	(45,9)	(5,1)	(5,1)	(6,8)	(6,0)

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Міцність при стиску зростає при збільшенні вмісту мікронаповнювача до 26 %, особливо при введенні ПГПФ. Можна виявити закономірність підвищення щільності мінерального скелета у разі застосування крупного піску порівняно з щільністю розчину на дрібному піску. Особливо цей ефект виявляється при введенні до складу розчину ПГПФ в кількості 10...20 % від маси цементу, причому при подальшому підвищенні вмісту ПГПФ (понад 25 % від маси цементу) спостерігається пониження щільності скелета на 1,5...3,2 %.

Приріст міцності порівняно з міцністю зразків без наповнювача складає для меленого піску 3...6 %, для ПГПФ – 9...14 %.

Основною технологічною характеристикою бетонної суміші при трубопровідному транспортуванні є її консистенція. Для такого способу

транспортування звичайно застосовують високорухливі бетонні суміші. Консистенція бетонної суміші повинна забезпечувати надійність транспортування і можливість укладання її в опалубку підводної конструкції. Тому консистенцію слід призначати з урахуванням умов бетонування і форми конструкції.

Аналіз даних, приведених у табл. 5, показує залежність коефіцієнта удобоперекачування K від початкової вологості цементно-піщаного розчину, тоді як його рухливість залишається пропорційною водовмісту розчину. При цьому призначення оптимальної вологості розчину W диктується, з одного боку, заданим класом бетону по міцності (В/Ц) і обмеженням параметра K , з іншого боку.

Таблиця 5

Залежність технологічних параметрів цементно-піщаної суміші від її складу

Склад, кг/м ³ Ц:П:В	Структурні характеристики		W, %	Рухливість, см	Kx10, см/мс
	В/Ц	x=П/Ц			
400:750:132	0,33	1,88	10	10	11,2
390:724:148	0,38	1,86	12	12	13,5
375:693:153	0,41	1,85	13	14	17,0
330:647:148	0,45	1,96	13	16	19,0
300:660:126	0,42	2,20	12	15	17,7
280:644:112	0,40	2,30	11	14	16,2

Управління технологічними властивостями бетонних сумішей для підводних робіт в основному здійснюється застосуванням різних хімічних добавок і їх комплексів і композицій.

Для отримання бетонів із заданими технологічними властивостями необхідне встановлення закономірностей в регулюванні параметрів цементних систем на стадії взаємодії цементу з водою. Хімічні процеси, визначальні ці властивості, обумовлені, в основному, молекулярними силами, що діють на межі розділу фаз. Вказані взаємодії формують такі властивості дисперсних систем, як в'язкість, пептизація, гранична змащувальна дія, коагуляція, структуроутворення та інші.

Характерними явищами в дисперсних системах є створення і розвиток просторових структур. У основі їх лежить термодинамічна не-

стійкість мікрогетерогенних дисперсних систем як наслідок надмірної вільної енергії розвинених міжфазних поверхонь розділу. Взаємодія мікрооб'єктів в значній мірі визначає протікання процесів пептизації, коагуляції, структуроутворення. Можливість управління цими процесами лежить в основі направленої зміни в'язкості цементно-водних систем, регулювання таких важливих технологічних властивостей гідротехнічних бетонів, як розрідження і збереження рухливості в часі, розшарування і водовідділення [2].

В даний час робота в області фізико-хімічних поверхневих явищ і теорії контактних взаємодій направлена на дослідження особливості структуроутворення цементного каменя з мікронаповнювачем і пластифікуючими добавками в умовах підводного твердіння.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Для прийнятих високорухливих бетонних сумішей необхідне застосування комплексних поліфункціональних добавок. Найважливішими з них є:

- високий пластифікуючий ефект;
- надійна здатність до стабілізації.

Перший пункт забезпечує збільшення рухливості суміші, другий – надає властивості нерозшаруваності.

У якості поліфункціональної добавки прийняті суперпластифікатор С-3 (Росія) + мікронаповнювач, суміш пластифікатора ПФМ-БС,

модифікування якого проведене д. т. н. М. Ш. Файнером (Україна) і мікронаповнювача, а також суміш комплексної добавки ПК з мікронаповнювачем.

У якості мікронаповнювачів композицій в дослідженнях використовувалися: андезитове борошно, мелений кварцовий пісок і пил газоочищення виробництва феросиліцію.

Хімічний склад і основні властивості мінеральних мікронаповнювачів приведені в табл. 6 і 7.

Таблиця 6

Хімічний склад наповнювачів

Вид наповнювача	Хімічний склад, %					
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
Андезитове борошно	63,8	15,1	12,6	0,9	1,4	0,18
Мелений кварцовий пісок	91,94	5,34	0,57	0,03	0,8	0,17
Пил газоочищення	89,2	0,17	0,04	0,1	0,2	-

Таблиця 7

Основні властивості мінеральних наповнювачів

Наповнювач	Вологість, %	Щільність істинна, г/см ³	Насипна щільність, г/см ³	Питома поверхня, см ² /г
Андезитове борошно	0,16	2,69	1,0	3436
Мелений кварцовий пісок	0,15	2,64	1,07	3407
Пил газоочищення	0,11	2,23	0,831	9489

Суперпластифікатор С-3 – продукт, що одержується при багатостадійному синтезі. Основу суперпластифікатора С-3 складають натрієві солі продукту конденсації нафталінусульфокислоти і формальдегіду. Екологічно нешкідливий, відноситься до 3 класу небезпеки. Випускається у вигляді порошку світло-коричневого кольору, повністю розчинного у воді, не змінює своїх властивостей в сухому вигляді при температурі від +85 °С до –40 °С з подальшим повним відтаванням, пожежо- і вибухобезпечний.

Модифікована добавка ПК є побічним продуктом виробництва смол карбомід-

формальдегідів, які достатньо широко випускаються хімічними заводами України. Має пластифікуючі властивості.

При поєднанні прийнятого пластифікатора з мікронаповнювачем утворюється гелеподібна суспензія, що має поліфункціональні властивості, підвищену пластифікуючу здатність при одночасному запобіганні розшарування бетонної суміші, а також бере активну участь в структуроутворенні бетону підводного твердіння.

Призначення складу бетону заданого класу при роздільному способі підводного бетонування характерно рядом особливостей. До них

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

відносяться: роздільне призначення складу цементно-піщаної суміші, призначеної для трубопровідного транспорту, а також призначення кінцевого складу бетону із заданими властивостями (табл. 8).

Таблиця 8

Оптимальні склади бетону для підводних робіт

Витрати складових на 1 м ³ бетону, кг				Клас бетону
Цемент	Пісок	Щебінь	Вода	
330	708	1183	126	B20
324	775	1214	123	B20
302	772	1129	121	B15
286	620	1168	118	B15
267	598	1223	109	B10

На підставі проведених комплексних лабораторних випробувань розроблені і запропоновані граничні значення складових і властивостей розчинів з пластифікатором ПК (табл. 9).

Таблиця 9

Оптимальні склади бетону для підводних робіт

Найменування показника	Показники
Кількість цементу, кг/м ³	470...566
Кількість пластифікатора, кг/м ³	7...15
Кількість наповнювача (пил газоочищення), кг/м ³	35...75
Кількість води, кг/м ³	290...370
Рухливість, см	12...19
Міцність при стисненні у віці 28 діб при твердінні у воді, МПа	28...39
Морозостійкість, циклів	150...200
Адгезійна міцність, МПа	1,6...2,1

А. В. КРАСНЮК¹, В. А. МОМОТ², Н. А. НИКИФОРОВА^{3*}

¹ Каф. «Промышленное и гражданское строительство», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 38, эл. почта kafdii@mail.ru

² Каф. «Строительное производство и геодезия», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 85, эл. почта kafdii@mail.ru

^{3*} Каф. «Строительное производство и геодезия», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (050) 500 89 75, эл. почта arnik2004@mail.ru

Встановлено, що в результаті введення в цементно-піщаний розчин у якості мікронаповнювача ППФ змінюється кінетика гідратації в'язучого в підводному середовищі, вміст гідросилікатів кальцію збільшується на 13...18 % порівняно з матеріалом без наповнювача.

Таким чином, отримання гідротехнічного бетону із заданими властивостями можливо в результаті застосування спеціальної технології бетонування з використанням високорухливого цементно-піщаного розчину, наповненого активним мікронаповнювачем в комплексі з модифікованим для умов підводного застосування пластифікатором.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Пунагін, В. М. Проектування складів гідротехнічного бетону. [Текст] : монографія / В. М. Пунагін, О. М. Пшінько, Н. М. Руденко. – Д. : Арт-Прес, 1998. – 192 с.
2. Нікіфорова, Н. А. Вплив комплексних модифікованих добавок на морозостійкість важких бетонів [Текст] / Н. А. Нікіфорова, В. О. Момот, О. О. Вергун // Збірник наук. праць ДНУЗТ. – Д., 2012. – № 2. – С. 41-44.
3. Коваленко, В. В. Исследование структуры и свойств минеральных добавок для бетонов и строительных растворов [Текст] / В. В. Коваленко, С. В. Коваленко, А. И. Вовк, Ю. Л. Заяц // Збірник наук. праць ДНУЗТ. – Д., 2012. – № 1. – С. 28-32.
4. Чуб, А. А. Исследование морозостойкости, прочностных и деформативных свойств бетона от технологических характеристик бетонных смесей [Текст] / А. А. Чуб // Збірник наук. праць ДНУЗТ. – Д., 2012. – № 1. – С. 120-125.
5. Романенко, О. В. Фізико-хімічні дослідження цементного каменю з добавками суперпластифікатора та прискорювача твердіння [Текст] / О. В. Романенко // Збірник наук. праць УДАЗТ. – Х., 2012. – № 130. – С. 40-49.

ВЫБОР ЭФФЕКТИВНЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО БЕТОНА

Цель. Важным этапом технологии гидротехнического бетона является определение рационального соотношения материалов в составе бетонной смеси. Свойства бетонной смеси определяются как гранулометрическим составом заполнителей, так и свойствами вяжущего. **Методика.** Выполнены экспериментальные исследования структуры цементно-песчаного раствора повышенной подвижности для трубопроводного транспорта. **Результаты.** На основе анализа проведенных исследований установлено, что получение гидротехнического бетона с заданными свойствами возможно в результате применения специальной технологии бетонирования с использованием высокоподвижного цементно-песчаного раствора с активным микронаполнителем в комплексе с модифицированным для условий подводного применения пластификатором. **Научная новизна.** Доказана возможность получения гидротехнического бетона с заданными свойствами инъекционным способом с применением цементно-песчаной смеси, что обеспечивает высокоэффективное диффузионное и капиллярное масоперемещение в формируемом подводном массиве. **Практическая значимость.** Комплекс технологических мероприятий позволил обеспечить получение бетонов с заданными свойствами для подводных работ классов В15...В25 при снижении затрат цемента на 15 % по сравнению с традиционной технологией.

Ключевые слова: химические добавки; суперпластификаторы; эксплуатационные свойства; морозостойкость; поровая структура; прочность; водонасыщение

ANDREY KRASNUK¹, VITALIY MOMOT², NATALIYA NIKIFOROVA^{3*}

¹ Dean's Office of Industrial and civil building, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovs'k, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 38, e-mail kaf-diit@mail.ru

² Dept. of Building production and geodesy, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovs'k, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 85, e-mail kaf-diit@mail.ru

^{3*} Dept. of Building production and geodesy, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovs'k, Ukraine, 49010, tel. +38 (050) 500 89 75, e-mail apnik2004@mail.ru

CHOICE OF EFFECTIVE MATERIALS FOR A HYDROTECHNICAL CONCRETE

Purpose. Determination of rational correlation of materials is the important stage of technology of hydrotechnical concrete in composition a concrete mixture. Properties of concrete mix are determined both by granulometric composition and the volume and properties of the binder. **Methodology.** The structure of cement-sandy solution of enhanceable mobility is investigational experimentally for a pipeline transport. **Findings.** It is set on the basis of analysis of the conducted researches, that the receipt of hydrotechnical concrete with the set properties is possible as a result of application of the special technology of concreting with the use of high-mobile cement-sandy solution with active one micro by filling in a complex with the plasticizer modified for the terms of submarine application. **Originality.** Possibility of receipt of hydrotechnical concrete is well-proven with the set properties by an injection method with the use of cement-sandy mixture. **Practical value.** Complex of technological actions has allow ensure a reception of concretes with given characteristics for undersea working the classes B15...B25 when reducing a consumption of cement on 15 % in the comparison with the traditional technology.

Keywords: chemical additions; superplasticizers; operating properties; frost-resistance; structure of pores; durability; saturation by water

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. М. І. Нетесою (Україна).

Надійшла до редколегії 10.09.2013.

Прийнята до друку 28.10.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.012.3/4

Й. Й. ЛУЧКО^{1*}, Б. Л. НАЗАРЕВИЧ², О. М. ГАЙДА³

^{1*} Каф. «Рухомий склад і колія», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, Львівська філія, вул. І. Блажкевич, Львів, Україна, 79052, тел. +38 (097) 033 18 36

² Каф. Будівельного виробництва, Інститут будівництва та інженерії довкілля, Національний університет «Львівська політехніка», вул. Карпінського 6, 2 -ий корпус, к. 419, Львів, Україна, 79013, тел. +38 (032) 258 25 41, ел. пошта ibid-bv@polinet.lviv.ua

³ Каф. Будівельного виробництва, Інститут будівництва та інженерії довкілля, Національний університет «Львівська політехніка», вул. Карпінського 6, 2 -ий корпус, к. 419, Львів, Україна, 79013, тел. +38 (032) 258 25 41, ел. пошта ibid-bv@polinet.lviv.ua

ЗАКРИТТЯ ТРІЩИН В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ ІН'ЄКЦІЙНИМИ МЕТОДАМИ

Мета. Бетонні та залізобетонні конструкції завдяки численним перевагам застосовують у більшості будівель і споруд. Актуальною є проблема збереження та посилення залізобетонних конструкцій промислових виробництв, оскільки досить частою є експлуатація їх в різних агресивних середовищах. Просочення розчинами різного призначення використовується для вирішення ряду задач по захисту та посиленню конструкцій, збільшенню терміну їх служби. **Методика.** В статті проаналізовано особливості технології відновлення залізобетонних конструкцій за допомогою просочення ін'єкційними поліуретановими смолами. Наведено приклади характерного використання технології на реальних об'єктах. **Наукова новизна.** Показано, що найбільш ефективне просочення відбувається за допомогою спеціальних пакерів під високим тиском. Наведено характеристики ефективного сучасного матеріалу для просочення.

Ключові слова: залізобетонна балка; поліуретанова смола; просочування тріщин; прогини; напружено-деформований стан

При відновленні працездатності пошкоджених бетонних і залізобетонних конструкцій тривалої експлуатації, наявні тріщини в них слід розглядати як окремі об'єкти ремонту. У 80-х роках минулого століття для закриття тріщин в залізобетонних конструкціях стали широко застосовувати ущільнювальні ін'єкції як один з найбільш важливих і найбільш розповсюджених методів. Цей метод, з точки зору великої кількості параметрів матеріалів і технічних питань про їх роботу, є досить складним. А з точки зору щодо довговічності об'єкту і не ремонтпридатності цього процесу, це передусім дуже відповідальна робота. Незважаючи на існування різних інструкцій і технічних умов, ін'єктування тріщин є «більше мистецтвом ніж інженерією». [1].

Тріщина здійснює розрив цілісності матеріалу проявляючись в частині поперечного перерізу елементу. Похила тріщина, яка повністю перетинає поперечний переріз елементу створює руйнівний ефект.

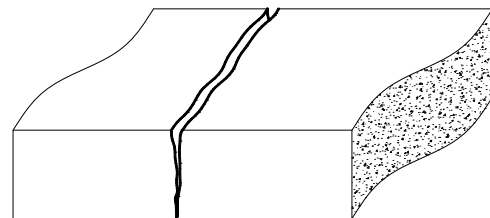


Рис. 1. Тріщина, яка повністю перетинає поперечний переріз елементу створює руйнівний ефект

Утворення тріщин є формою релаксації напружень, але великі тріщини негативно впливають на жорсткість і цілісність елементу. Ці два чинники визначають вирішення задачі про ремонт тріщин. Залізобетонні конструкції характеризуються здатністю до перерозподілу внутрішніх напружень, а тріщини у елементі, в деяких випадках, необов'язково означають зменшення несучої здатності елементу. Тріщини є до певної міри характерною рисою залізобетону, звідси впливає що, і не всі тріщини підля-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

гають ін'єктуванню. Тріщини можуть підлягати ремонту такими методами:

- розкриття і заповнення; стосується це в основному великих тріщин ($>>0,6$ мм) або тріщин які утворилися внаслідок корозії арматури на початковій стадії, але в той же час саме лише заповнення тріщини є недостатнім;
- поверхневе «зшивання» (рис. 2) [1];
- механічна стабілізація (рис. 3);
- закриття ін'єкційними методами.

Згідно [1] поверхневе «зшивання» тріщин рекомендується виконувати так, як представлено на рис. 2, *a*. Такий метод слід вважати недостатнім, так як слабо забезпечується сумісна робота металевих елементів та бетону. Тому пропонується «зшивання» тріщин виконувати як представлено на рис. 2, *b*.

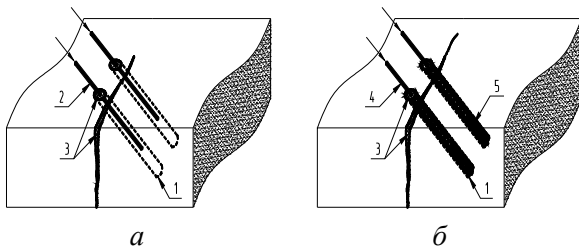


Рис. 2. «Зшивання» тріщин:

a – при монтажі металевих стержнів насухо; *b* – при втопленні металевих стержнів в модифіковану епоксидну композицію: 1 – шпур; 2 – монтаж металевих стержнів насухо; 3 – закріплення епоксидною шпаклівкою; 4 – втоплення металевих стержнів попередньо оброблених антикорозійним засобом в модифіковану епоксидну композицію; 5 – шпур, заповнений модифікованою епоксидною композицією

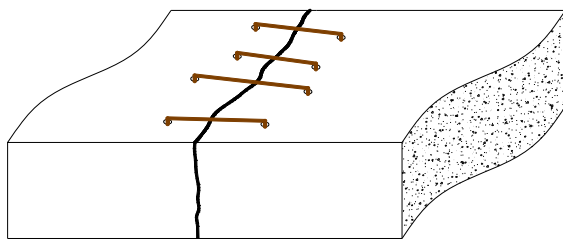


Рис. 3. Механічна стабілізація тріщин якорями втопченими в епоксидній композиції

У випадку, коли ін'єктування тріщин є підготовкою основи під хімічно стійке покриття, тоді ефективним може бути часткове розширення ін'єктованої тріщини і заповнення цього місця еластичним герметиком (рис. 4).

Іноді застосовується ущільнення, наприклад робочих швів, без попереднього ін'єктування тріщин (рис. 5 і 6). [1]

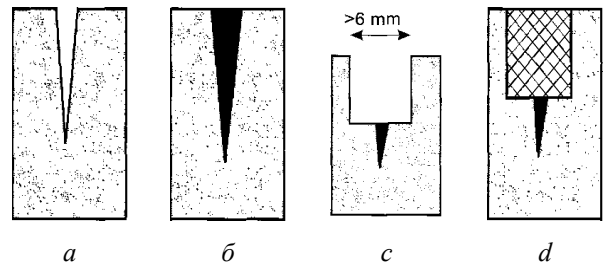


Рис. 4. Приготування основи під хімічно стійке покриття:

a – тріщина; *b* – ін'єктування; *c* – вирізання; *d* – заповнення, гнучким герметиком

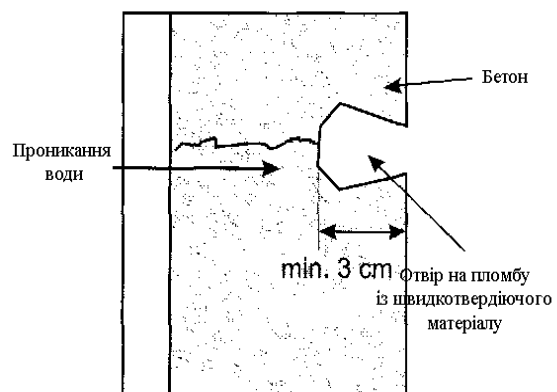


Рис. 5. Отвір типу «ластівчин хвіст» – ущільнення при незначному проникненні води

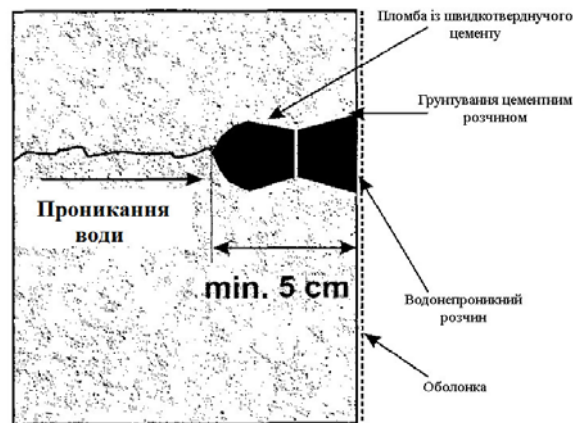


Рис. 6. Глибока ущільнююча «пломба»

Метод який найчастіше застосовується для ремонту тріщин – це ін'єктування; інколи воно поєднується з іншим методом ремонту. У випадку нестабільних рухомих тріщин може виникати необхідність попередньої механічної їх стабілізації. Забезпечення ефективності ремонту тріщин вимагає правильного визначення причини їх появи, формулювання цілі ремонту і технології його проведення. Природно, що оці-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

нити тріщину можна лише по зовнішніх ознаках; часто вона доступна лише з однієї сторони. Тріщина є також складним об'єктом дослідження – «після відкриття перестає бути тріщиною». За необхідності, рішення про ремонт та спосіб його виконання піднімається в умовах невизначеності і часто вимагає досвіду та інженерної інтуїції. [1] Причини виникнення тріщин широко представлені в багатьох джерелах, тому не будемо на них зупинятися, бачимо що в багатьох випадках можуть виступати декілька причин одночасно.

Виходячи з можливого розмаїття причин виникнення тріщин, перед початком проектування (виконання) необхідно накопичити (по мірі можливості) наступну інформацію:

- геометрія тріщини: форма, довжина та ширина їх розкриття, глибина;
- положення тріщини відносно арматури: біля арматури, поза арматурою, паралельно арматурі, під кутом;
- деформативність тріщини – стабільність розмірів: стабільна, рухома (під динамічним навантаженням, статично змінна в часі);
- наявність води в тріщині: зволожена, заповнена водою, витікання води з тріщини;
- ступінь забруднення, в тому числі забруднення маслами; в останньому випадку існує велика імовірність неефективного ремонту.

Рішення про проведення ремонту і способу його виконання вимагає аналізу виду тріщин як об'єкту ремонту і взяття до уваги цілого спектру матеріально-технологічних чинників і зовнішніх умов проведення ремонту. [2, 3, 4] Такий аналіз було проведено під час обстеження будівлі готелю «Дністер» («Інтурист») на 340 місць розташованого у центральній частині м. Львів, вул. Матейка. Будівля була запроєктвана Львівським філіалом проектного інституту «Діпроміст» Держбуду УРСР в 1969 році. В процесі будівництва (на незавершеній стадії) в ригелях рам після спорудження коробки будівлі та влаштування перегородок, тобто при неповному експлуатаційному навантаженні були виявлені тріщини (рис. 7 і 8), аналіз яких проведено в роботі [5].

Проведені перевірочні розрахунки, ще в 1975 р. показали помилки в прийнятому проектному рішенні. Однак не було виконано на належному рівні посилення балок, а також не було ліквідовано самих тріщин, так як не перед-

бачалось їх ін'єктування, що не забезпечило в цілому надійної експлуатації будівлі.

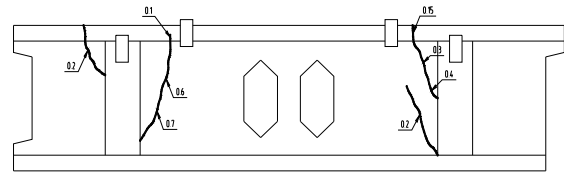


Рис. 7. Розкриття тріщин в балці по осі 2 станом на 1976 р.

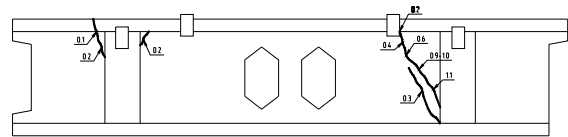


Рис. 8. Розкриття тріщин в балці по осі 6 станом на 1976 р.

В 2006 р. для обстеження та визначення технічного стану даного об'єкту було запрошено спеціалістів ТзОВ «КНП» за участю співробітників НДЛ-19 Інституту будівництва та інженерії доквілля НУ «Львівська політехніка». В процесі обстеження було виявлено значно більшу кількість тріщин на одних і тих же самих конструкціях (рис. 9 та 10).

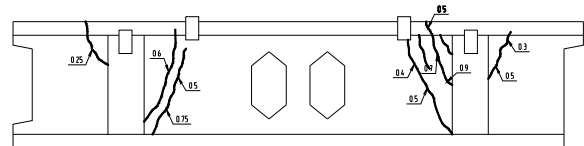


Рис. 9. Розкриття тріщин в балці по осі 2 станом на 2006 р.

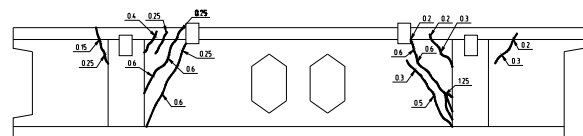


Рис. 10. Розкриття тріщин в балці по осі 6 станом на 2006 р.

Основною причиною появи додаткової кількості тріщин слід вважати несанкціоноване влаштування дверних пройомів в цегляних несучих стінах, що було заборонено в початковому проекті, тому що, в цьому випадку змінюються ділянки завантаження рівномірно розподіленим навантаженням на залізобетонну балку, збільшуючи при цьому навантаження на консольні ділянки.

В ході часткового ремонту будівлі готелю в 2003 році на передньому фасаді споруди влаштовано навіси, які прикріплені до і так аварій-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

них конструкцій балок. Враховуючи додаткове збільшення навантаження (власна вага навісу, снігове навантаження, пульсації вітру) консолі балок зазнають додаткового впливу. Цим можна пояснити і подальший розвиток тріщин в опорних зонах балок. [2] Ширина розкриття тріщин замірялась відліковим мікроскопом типу МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм. Аналіз зйомки показав, що у всіх прольотах ригелів мають місце характерні наскрізні косі тріщини в зонах максимальної поперечної сили, і ширина розкриття цих тріщин (до 1,3 мм) значно перевищує (в 4 рази!) допустиму величину за діючими нормами проектування для стадії експлуатації. Порівнюючи рисунки (див. рис. 7, 8, 9 та 10) бачимо, що ширина розкриття тріщин за досліджуваний період суттєво збільшилася, а разом з тим зросла кількість нових тріщин. З проведених перевірочних розрахунків при фактичних навантаженнях несуча здатність на ділянці ригеля, де утворилися похилі тріщини не забезпечена. Звідси витікає необхідність виконання посилення залізобетонних ригелів з виконанням таких заходів як: [2]

- закриття тріщин ін'єкційними методами;
- посилення ригелів композитними матеріалами;
- збільшення перерізу ригеля методом торкретування.

З технічних міркувань, для силового закриття (склеювання) тріщин було запропоновано двохкомпонентну поліуретанову композицію KOSTER KB PUR IN III (Німеччина), завдяки її здатностям сприймати значні зусилля на стиск ($> 60 \text{ Н/мм}^2$), забезпечуючи при цьому адгезію до бетону ($> 2,5 \text{ Н/мм}^2$). Дана композиція є випробувана на ряді об'єктів і підтвердила хороші техніко-економічні показники [6, 7]. Для розрахунку кількості ін'єкційного матеріалу приймаємо наступні параметри:

- загальна довжина всіх тріщин становить – 170 м;
- середня ширина розкриття тріщин – 0,8 мм;
- глибина тріщини – 0,3 м (наскрізні);

Загальний об'єм тріщин (пустоти) – 40 л. Розрахунковий розхід матеріалу **KÖSTER KB-PUR IN III** (див. технічну інструкцію від 15.05.2004 р.) становить біля 1,1 кг/л пустоти. Час виконання – повинен бути таким, щоб кристалізація матеріалу не відбувалася перед заповненням ним всього об'єму тріщин, а також

підібраний до типу ін'єкційного насосу. З іншої сторони знову ж видовжений час кристалізації може призводити до витікання ін'єктора з деяких капілярів створюючи при цьому повітряні мішки (корки) особливо в тих випадках, коли маємо обмежену можливість поверхнево закрити тріщин. Ін'єкційний матеріал, що заповнює тріщину буде корисним тільки тоді, якщо забезпечуватиметься відповідна адгезія до бетону та арматури, а також відповідна міцність. Стосується це перш за все міцності склеювання та ущільнення тріщин в бетоні зі змінною шириною розкриття по довжині. За звичай приймаємо, що адгезія до бетону ін'єкційного матеріалу повинна бути більшою ніж 1,5 МПа.

Критичним параметром є еластичність ін'єкційного матеріалу до зміни розкриття тріщини, тобто придатність до деформування. Усадка ін'єкційного матеріалу – повинна бути найменшою, щоб не зменшувати адгезію і тим самим уникати місцевих нещільностей і небажаної появи напружень в ін'єкційному матеріалі під час його кристалізації. Навпаки корисним є незначне набухання ін'єкційного матеріалу. При влаштуванні силового склеювання залізобетонної конструкції методом ін'єкції з поліуретанової композиції необхідно створювати тиск при нагнітанні $P > 0,8 \text{ МПа}$.

Матеріали для ін'єкційних технологій склеювання тріщин KOSTER KB PUR IN III

2-компонентна поліуретанова смола для силового склеювання тріщин в залізобетонних конструкціях.

Сфера застосування. Матеріал KB PUR IN III можна успішно застосовувати за умов виконання попередньої ін'єкції за допомогою смоли KB PUR IN I для довготривалого еластичного закриття мокрих тріщин (протікань) в бетоні, стяжках, кам'яній кладці і т.д., а також для зміцнення кам'яних масивів. Без попередньої ін'єкції за допомогою матеріалу KB PUR IN I використовується для склеювання сухих тріщин і заповнення пустот в залізобетоні. KB PUR IN III найкраще застосовувати там де необхідно виконати силове з'єднання тріщин в залізобетоні або виконати достатньо міцне з'єднання країв поверхонь інших будівельних конструкцій.

Властивості: 2-компонентна поліуретанова смола без розчинників, хорошої текучості

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

для ін'єктування тріщин. KB PUR IN III, завдяки високій витривалості на стиск та високому показнику адгезії дає можливість отримати довготривале силове з'єднання склеюваних тріщин в залізобетоні.

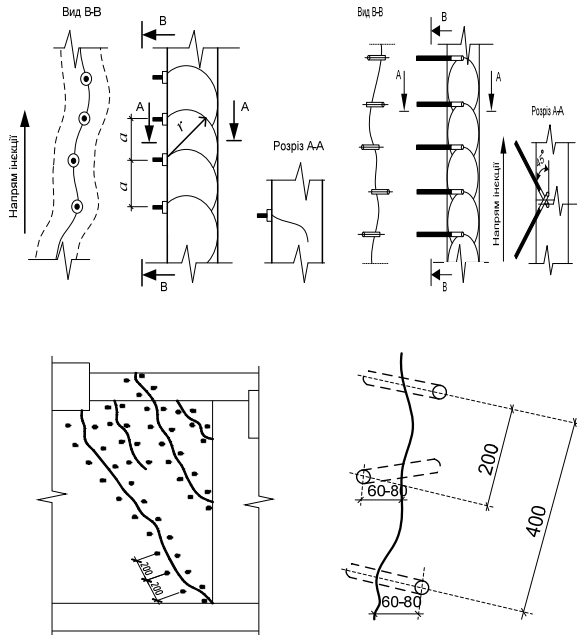


Рис. 11. Схема розташування ін'єкторів при закритті тріщин

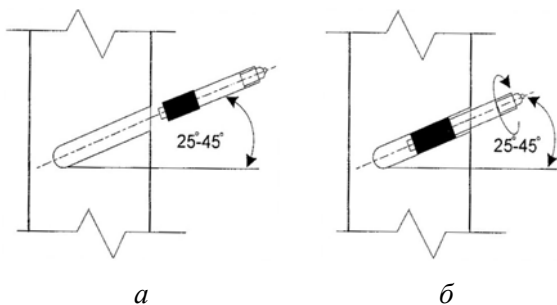


Рис. 12. Схема монтажу розтискуючих пакерів: а – установка пакера в подготовленный шпур; б – затискивание пакера в шпуре

Технічні дані:

Співвідношення змішування (за об'ємом)	2: 1 (А : В)
Співвідношення змішування (по вазі)	5: 3 (А : В)
Час застосування (20 °С, 1 л)	40 хв.
Температура застосування	вище +5 °С
В'язкість (компоненти А + В)	близько 200 МПа

Густина суміші	1,1 кг/л
Міцність на стиск	> 60 Н/мм ²
Адгезія до бетону	> 2,5 Н/мм ²

Спосіб застосування. Мокрі протікаючі тріщини або з'єднання слід попередньо осушити і захистити від доступу води виконавши попереднє ін'єктування матеріалом KB PUR IN I. Вдovж тріщини виконати отвори (шпури) під кутом 45° по обидві сторони тріщини через 10...20 см. та в подальшому вмонтувати ін'єкційні пакери (штуцери). Діаметр отворів виконується в залежності від наявних пакерів. Для мінімізації втрат ін'єкційного матеріалу перед ін'єкцією тріщину слід зашпаклювати, наприклад матеріалом KB FIX 5, Pagel U10 або Resin 220. Отвори після демонтажу ін'єкційних пакерів заробити за допомогою KB FIX 5, Pagel U10 або Resin 220.

Приготування KB PUR IN III. Обидва компоненти ретельно змішують за допомогою низькообертової дрилі, після чого витримати інтервал очікування тривалістю 1 хв. і ще раз перемішати. Після замішування суміш можна закачувати в тріщину за допомогою ін'єкційних насосів різних типів, в тому числі і ручних, виконуючи процес ін'єктування знизу вгору.

Розхід: – біля 1,1 кг/л пустоти.

Висновки

Застосування технології ін'єктування, особливо під тиском, поліуретановими композиціями при усуненні тріщин і пошкоджень в бетонних та залізобетонних конструкціях суттєво відновлює працездатність цих конструкцій.

Ці методи дають добрі результати, особливо в комбінаціях з розвантажувальними міроприємами, чи посиленням традиційним способом або з застосуванням композитних матеріалів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Czarnecki, Lech Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych [Текст] / Lech Czarnecki, Peter H. Emons. – Kraków, Polski Cement, 2002. – 434 с.
2. Звіт на тему, розробка проектно-технологічних рішень з посилення і реконструкції будівлі туристичного готельного комплексу, Дністер, (конструктивно-будівельна частина) [Текст]. – Л. : НДЛ-19, НУ, Львівська політехніка, 2006. – 45 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

3. Маруха, В. І. Механіка руйнування та міцність матеріалів [Текст], Т. 12/ В. І. Маруха, В. В. Панасюк, В. П. Силованюк. – Л., 2009. – 261 с.
4. Лучко, Й. Й. Методи підвищення корозійної стійкості та довговічності бетонних та залізобетонних конструкцій і споруд [Текст] / Й. Й. Лучко, І. І. Глагола, Б. Л. Назаревич. – Л. : Камінь, 1999. – 229 с.; 19 табл., 81 рис.
5. Дорошкевич, Л. О. Аналіз причин аварійного стану залізобетонних ригелів рам готелю Дністер, в м. Львові. Проблеми теорії і практики будівництва [Текст], Т. 4 / Л. О. Дорошкевич, С. Б. Максимович, Б. Ю. Максимович. – ДУ, ЛП, 1997. – С. 34-39.
6. Іваник, І. Г. Досвід підвищення надійності експлуатації гідротехнічної споруди на прикладі капітального ремонту басейна [Текст] / І. Г. Іваник, В. О. Каганов, Б. Л. Назаревич // Шляхи підвищення надійності проектування, будівництва та експлуатації гідротехнічних споруд меліорації. – К. : 2007. – С. 181-192.
7. Лучко, Й. Й. Капітальний ремонт басейна гостиниці «RIXOS» розположеної в г. Трускавець, Львівської обл. [Текст] / Й. Й. Лучко, І. Г. Іваник, Б. Л. Назаревич, Т. Бартосік // Матеріали науково-технічної конференції Познанської політехніки. – Польща, 2006. – С. 63-71.

И. И. ЛУЧКО^{1*}, Б. Л. НАЗАРЕВИЧ², О. М. ГАЙДА³

^{1*} Каф. «Подвижной состав и путь», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, Львовский филиал, ул. И. Блажкевич, Львов, Украина, 79052, тел. +38 (097) 033 18 36

² Каф. Строительного производства, Институт строительства и инженерии окружающей среды, Национальный университет «Львовская политехника», ул. Карпинского 6, 2 -ой корпус, к. 419, Львов, Украина, 79013, тел. +38 (032) 258 25 41, ел. почта ibid-bv@polinet.lviv.ua

³ Каф. Строительного производства, Институт строительства и инженерии окружающей среды, Национальный университет «Львовская политехника», ул. Карпинского 6, 2 -ой корпус, к. 419, Львов, Украина, 79013, тел. +38 (032) 258 25 41, ел. почта ibid-bv@polinet.lviv.ua

ЗАКРЫТИЕ ТРЕЩИН В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ИНЪЕКЦИОННЫМИ МЕТОДАМИ

Цель. Бетонные и железобетонные конструкции благодаря многочисленным преимуществам применяются в большинстве сооружений. Актуальной является проблема сохранения и усиления железобетонных конструкций промышленных производств, поскольку достаточно частой является эксплуатация их в различных агрессивных средах. Пропитка растворами различного назначения используется для решения ряда задач по защите и усилению конструкций, увеличению срока их службы. **Методика.** В статье проанализированы особенности технологии восстановления железобетонных конструкций с помощью пропитки инъекционными полиуретановыми смолами. Приведены примеры характерного использования технологии на реальных объектах. **Научная новизна.** Показано, что наиболее эффективная пропитка происходит с помощью специальных пакеров под высоким давлением. Наведено характеристики эффективного современного материала для пропитки.

Ключевые слова: пропитка трещин; склеивание трещин; железобетонные конструкции; инъекционный метод

I. I. LUTCHKO^{1*}, B. L. NAZAREVITCH², O. M. GAIDA³

^{1*} Dept. of Rolling stock and track, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, Lviv branch, I. Blazhkevych Str., Lviv, Ukraine, 79052, tel. +38 (097) 033 18 36

² Dept. of Building Production, Institute of Building and Environmental Engineering, National University «Lviv Polytechnic», 6 Karpinskyi St., 2nd academic building, 419-rd room, Lviv, 79013, Ukraine, тел. +38 (032) 258 25 41, e-mail ibid-bv@polinet.lviv.ua

³ Dept. of Building Production, Institute of Building and Environmental Engineering, National University «Lviv Polytechnic», 6 Karpinskyi St., 2nd academic building, 419-rd room, Lviv, 79013, Ukraine, тел. +38 (032) 258 25 41, e-mail ibid-bv@polinet.lviv.ua

CLOSING OF CRACKS IN REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS INJECTABLE METHODS

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Purpose. Concrete and reinforced concrete structures due to the numerous advantages used in most buildings. The actual problem is the preservation and strengthening of concrete structures of industrial production, because of their exploitation in various aggression environments. Impregnation with solutions of different function is used to solve a number of problems for the protection and strengthening of structures, increasing their lifespan. **Methodology.** This paper analyzes the features of recovery technology of concrete structures using polyurethane injection resin impregnation. Examples of typical use technology to the real objects are presented. **Originality.** It is shown, that the most effective treatment is through special packers under high pressure. Characteristics of effective modern material treatment are given.

Keywords: impregnation of cracks; bonding of cracks; reinforced concrete structures; injection method; stress deformation state

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. О. С. Распоповим (Україна).

Надійшла до редколегії 10.08.2013.

Прийнята до друку 28.10.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21:539.3

Й. Й. ЛУЧКО¹, В. В. КОВАЛЬЧУК^{2*}

¹ Каф. «Рухомий склад і колія», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, Львівська філія, вул. І. Блажкевич, Львів, Україна, 79052, тел. +38 (097) 033 18 36

^{2*} Каф. «Рухомий склад і колія», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, Львівська філія, вул. І. Блажкевич, Львів, Україна, 79052, тел. +38 (097) 223 72 43, ел. пошта kovalchuk.diit@mail.ru

ВИЗНАЧЕННЯ ТЕМПЕРАТУРНИХ НАПРУЖЕНЬ ТА ДЕФОРМАЦІЙ У МЕТАЛЕВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВАХ МОСТІВ

Мета. Для металевих мостів актуальним є дослідження напружено-деформованого стану, який виникає від дії змінних температурних перепадів навколишнього середовища, оскільки останніх п'ять років спостерігаються значні підвищення температур навколишнього середовища влітку та їх пониження взимку. **Методика.** Використовуючи дані експериментальних вимірювань розподілу температур, на поверхнях балок прогонових будов металевих мостів, за допомогою аналітичної моделі було розраховано температурні напруження та деформації, які виникають від заданого розподілу температур. **Результати.** На основі розрахованих даних встановлено, що у статично невизначуваних балках виникають напруження, рівень яких сягає до 30% від допустимих напружень. **Наукова новизна.** Вперше експериментально проведено вимірювання розподілу температур на поверхнях балок металевих мостів та розроблена методика визначення температурних напружень та деформацій від дії змінних температур навколишнього середовища. **Практична значимість.** Розроблена аналітична методика визначення температурних напружень та деформацій може бути використана інженерами Мостовипробувних станцій Укрзалізниці та Укравтодору для встановлення термонапруженого стану балок прогонових будов металевих мостів.

Ключові слова: металева балка; прогонова будова; напружено-деформований стан; теорія термопружності

Вступ

Металеві прогонові будови залізничних та автодорожніх мостів під час будівництва та протягом строку служби зазнають дії змінних сезонних і добових температурних перепадів. Визначення напружено-деформованого стану при заданому температурному перепаді дасть можливість отримати об'єктивну інформацію щодо історії навантаження елемента конструкції впродовж циклу його життя та визначити термін його експлуатаційної придатності [1].

Мета

Виконати дослідження напружено-деформованого стану металевих прогонових будов мостів за результатами експериментальних вимірювань розподілу температури на їх поверхнях.

Аналіз досліджень та публікацій

Температурні кліматичні впливи, за вимогами ДБН В.2.3-14 [2], враховуються як тимчасові навантаження, що входять до розрахункових сполучень. При цьому середню нормативну температуру для металевих конструкцій рекомендується приймати такою, що дорівнює нормативній температурі довкілля.

У працях [3, 4, 5, 6, 7, 8] зазначено, що для визначення температурних напружень та деформацій важливими є теоретичні та експериментальні дослідження розподілу температури в елементах прогонових будов внаслідок кліматичних та технологічних впливів. За даними вимірювань розподілу температур при обстеженні балкового моста зі сталевими балками в Канаді та подальших розрахунків температурних напружень [3], були отримані дані, що розподіл температури в конструкціях таких мостів повинен враховуватися при проектуванні мостових споруд.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Метод визначення «ефективної температури» залізобетонних, сталезалізобетонних та металевих мостів запропонований в [4]. У статті наведені графіки та математичні залежності денної мінімальної ефективної температури моста від значень середніх температур в тіні за 24 години або за 48 годин. При цьому середня температура в тіні для 24 годин визначалась як середньоарифметичне значення суми температур: максимальної в тіні за попередню добу та мінімальної в тіні за поточну добу. Графіки відповідних температур були побудовані із застосуванням даних вимірювань температур, одержаних за допомогою термопар на реальних мостових спорудах протягом багатомісячних спостережень. За результатами досліджень розподілу температур за довжиною та у поперечному напрямку залізобетонного моста з коробчастими балками у штаті Пенсільванія, з одночасним вимірюванням переміщень у вертикальному напрямку протягом одного року, зроблений висновок про можливість використання одномірної моделі процесу теплопередачі [5].

Тим часом дослідженнями [9] встановлено, що для отримання повних даних про напружений стан прогонових будов мостів від кліматичних температурних навантажень одномірного вирішення задачі (тільки у вертикальній площині) недостатньо. Потрібно враховувати багатосовий напружений стан.

В останні роки у різних країнах продовжують виконувати дослідження кліматичних факторів, що впливають на напруження в мостових

спорудах. Результати таких експериментальних досліджень температурних градієнтів та теплових навантажень на мости наведені в джерелах [10, 11, 12, 13].

Із проведеного аналізу бачимо, що розподіл температур повинен враховуватися при проектуванні мостових конструкцій. Оскільки від нього виникають значні напруження, які у сполученні із тимчасовими напруження від рухомого складу можуть призвести до їх передчасного виходу із експлуатації.

Відсутність даних розподілу температури у різні періоди року по металевих балках мостових конструкціях на території України, ставить актуальним питання дослідження розподілу температури по мостових конструкціях та розробки моделі розрахунку їх напружено-деформованого стану від заданого розподілу температури.

Виклад матеріалу експериментальних досліджень

Дослідження розподілу температури по металевих прогонових будовах залізничних мостів перегону Підзамче – Львів 1475 км пк 8 Львівської залізниці здійснювалось у лютому, червні, липні та грудні 2012 р.

Схема досліджуваної металевої прогонової будови залізничного моста наведена на рис. 1, а та схема точок вимірювання розподілу температури наведена на рис. 1, б.

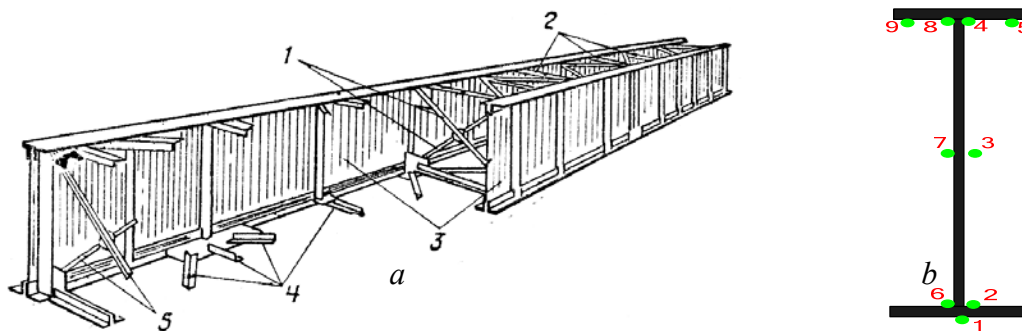


Рис. 1. Схема досліджуваної металевої прогонової будови залізничного моста:

а – загальний вигляд; б – схема точок вимірювання температури: 1 – проміжні поперечні зв'язки; 2 – верхні поздовжні зв'язки; 3 – головні балки; 4 – нижні поздовжні зв'язки; 5 – опорні поперечні зв'язки

Результати розподілу температури отримані у березні 2012 р. за допомогою тепловізора Testo 875-1 наведені на рис. 2 і 3. А результати вимірювань розподілу температури одержаних

за допомогою пірометра НТ-822 на внутрішній стороні металевої балки наведені в табл. 1, а на зовнішній стороні – табл. 2.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

За результатами отриманого розподілу температури із табл. 1 та 2 проаналізуємо розподіл температури у вертикальному напрямку металевої балки. Аналіз розподілу температури на зовнішній стороні металевої балки (рис. 4), виконуємо для точки 1 (нижня полицка балки), точки 3 (стінка балки) та точки 5 (верхня полицка балки). Відповідно для аналізу розподілу температури на внутрішній стороні металевої балки (рис. 5) взяті точки 1 (нижня полицка), 7 (стінка балки) та 9 (верхня полицка балки).

Із рис. 4 та 5 видно, що температура розподіляється не рівномірно у вертикальному напрямку металевої балки. Стінки балки, які звернуті до сонця нагріваються до більшої температури ніж верхня та нижня полицки балки. У добу 19.07.2012 р. о 15 год. 50 хв. стінка балки мала температуру $+33,9^{\circ}\text{C}$, нижня полицка $+30,2^{\circ}\text{C}$, а верхня полицка $+29,2^{\circ}\text{C}$. Отже, перепад температури між стінкою та верхньою полицкою складає $+4,7^{\circ}\text{C}$, а між стінкою балки та нижньою полицкою $+3,7^{\circ}\text{C}$.

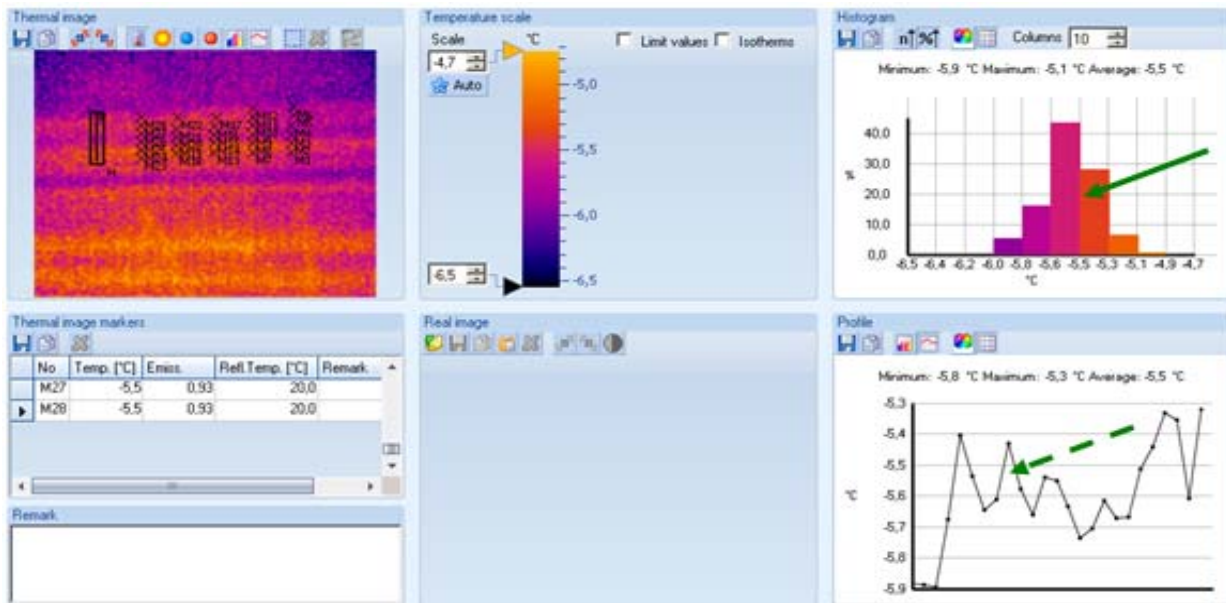


Рис. 2. Розподіл температури на внутрішній стороні металевої балки прогонової будови залізничного моста перегону Підзамче – Львів, 1475 км пк 8 Львівської залізниці

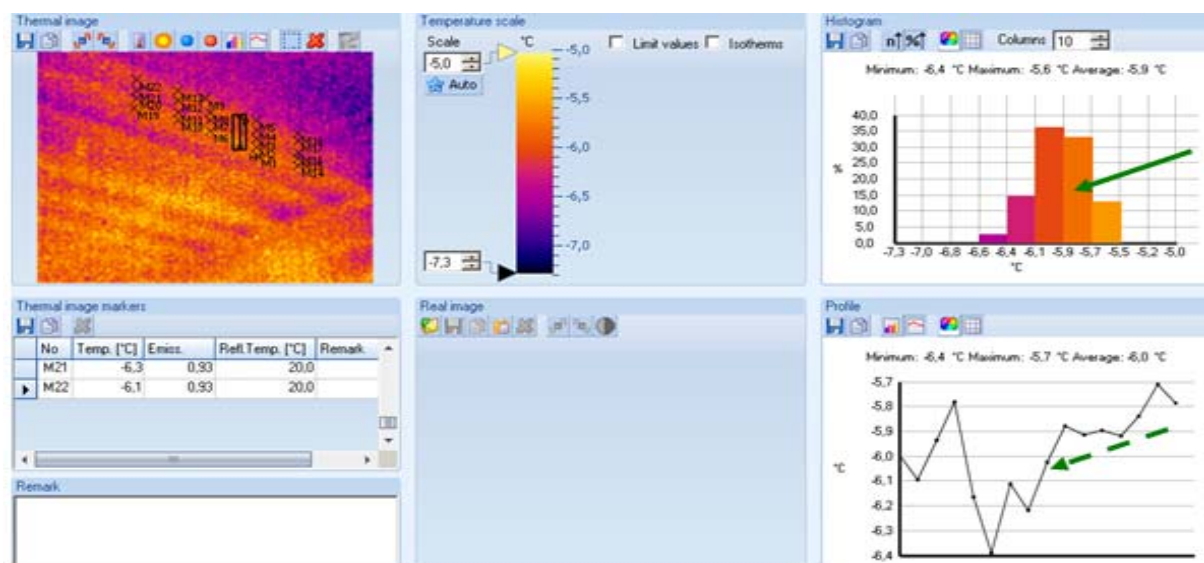


Рис. 3. Розподіл температури на зовнішній стороні металевої балки прогонової будови залізничного моста перегону Підзамче – Львів, 1475 км пк 8 Львівської залізниці

Таблиця 1

Розподіл температури на внутрішній стороні металевій балки прогонової будови залізничного моста перегону Підзамче – Львів, 1475 км пк 8 Львівської залізниці

№ з/п	Дата вимірювання температури	Час доби, год.	Температура повітря, °С		Точки вимірювання температури				
			T_n	T_n	T_1	T_6	T_7	T_8	T_9
1	21.06.2012	6:50	19,4	16,4	28,2	27,5	29,4	28,3	28,0
2	21.06.2012	9:50	25,3	21,4	29,5	28,5	31,6	28,7	27,9
3	21.06.2012	12:50	31,4	25,3	32,3	31,4	33,8	32,5	31,4
4	21.06.2012	15:50	33,3	26,3	34,7	33,9	34,2	33,7	32,4
5	21.06.2012	18:50	32,2	27,3	34,4	32,6	34,0	34,2	33,5
6	21.06.2012	21:50	28,5	25,5	31,3	30,3	32,4	30,0	29,7
7	19.07.2012	6:50	15,4	14,7	25,5	24,3	27,3	26,1	27,3
8	19.07.2012	9:50	18,5	16,3	27,6	28,8	29,5	28,2	27,9
9	19.07.2012	12:50	27,0	24,4	30,2	30,8	32,7	30,3	29,5
10	19.07.2012	15:50	30,0	27,3	32,6	31,3	33,5	34,2	33,5
11	19.07.2012	18:50	29,3	25,0	31,9	31,7	29,8	31,5	31,7
12	19.07.2012	21:50	22,2	21,2	29,5	28,7	28,7	29,5	28,8
13	23.12.2012	6:50	-13,2	-11,0	-11,9	-11,8	-12,7	-12,7	-12,5
14	23.12.2012	9:40	-12,2	-9,0	-11,3	-12,9	-12,3	-12,9	-12,8
15	23.12.2012	12:40	-7,1	-6,0	-7,4	-7,9	-8,0	-9,2	-9,0
16	23.12.2012	15:40	-6,5	-5,0	-5,4	-6,3	-5,5	-5,8	-6,2
17	23.12.2012	18:40	-9,4	-8,0	-7,3	-7,8	-6,0	-7,6	-7,6
18	23.12.2012	21:40	-10,1	-8,0	-9,5	-10,5	-9,5	-12,6	-11,5
19	24.12.2012	0:40	-11,7	-9,0	-13,0	-13,5	-12,0	-13,4	-12,8
20	24.12.2012	3:40	-12,3	-9,5	-13,2	-13,9	-12,6	-13,9	-13,0
21	24.12.2012	6:40	-10,2	-8,0	-12,3	-13,3	-11,7	-12,2	-12,4
22	24.12.2012	9:40	-6,1	-5,0	-8,0	-9,3	-8,7	-9,2	-10,6
23	24.12.2012	12:40	-5,2	-4,3	-7,5	-7,9	-8,7	-8,9	-9,8
24	24.12.2012	15:40	0,0	-1,4	-5,4	-6,0	-5,9	-5,7	-6,0
25	24.12.2012	18:40	1,2	0,8	-4,0	-4,6	-4,7	-4,3	-5,4
26	25.12.2012	15:10	+6,4	+5,2	+3,5	+4,1	+3,9	+3,6	+3,2
27	25.12.2012	18:10	+7,4	+5,5	+2,7	+2,5	+2,5	+2,5	+2,7
28	25.12.2012	21:10	+6,3	+5,2	+1,8	+2,0	+1,6	+1,9	+1,8
29	26.12.2012	12:10	+7,7	+6	+3,1	+3,8	+4,3	+4,0	+4,3
30	26.12.2012	15:10	+9,2	+8,5	+5,7	+6,2	+6,4	+6,0	+6,0

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Закінчення таблиці 1

31	26.12.2012	18:10	+7,1	+6,5	+4,3	+4,5	+5,5	+5,3	+4,9
32	26.12.2012	21:10	+8,7	+7,6	+3,6	+3,0	+4,3	+4,5	+4,7

Примітки: T_n – температура повітря над мостом, T_n – температура повітря під мостом

Таблиця 2

Розподіл температури на зовнішній стороні металевої балки прогонової будови залізничного моста перегону Підзамче – Львів, 1475 км пк 8 Львівської залізниці

№ з/п	Дата вимірювання температури	Час доби, год	Температура повітря, °С		Точки вимірювання температури				
			T_n	T_n	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
1	21.06.2012	6:50	19,4	16,4	28,2	28,2	29,6	29,2	28,2
2	21.06.2012	9:50	25,3	21,4	29,5	28,9	31,9	28,7	26,3
3	21.06.2012	12:50	31,4	25,3	32,3	32,8	33,5	31,4	30,5
4	21.06.2012	15:50	33,3	26,3	34,7	34,5	35,9	32,8	31,2
5	21.06.2012	18:50	32,2	27,3	34,4	32,8	35,5	33,5	32,6
6	21.06.2012	21:50	28,5	25,5	31,3	30,8	32,4	30,2	30,8
7	19.07.2012	6:50	15,4	14,7	25,5	24,9	28,7	27,2	26,2
8	19.07.2012	9:50	18,5	16,3	27,6	28,9	30,4	29,8	28,5
9	19.07.2012	12:50	27,0	24,4	30,2	31,5	33,9	31,7	29,2
10	19.07.2012	15:50	30,0	27,3	32,6	32,7	34,2	33,1	32,2
11	19.07.2012	18:50	29,3	25,0	31,9	31,8	32,5	32,6	30,5
12	19.07.2012	21:50	22,2	21,2	29,5	28,5	29,7	30,4	27,7
13	23.12.2012	6:50	-13,2	-11,0	-11,9	-11,9	-12,4	-12,5	-12,7
14	23.12.2012	9:40	-12,2	-9,0	-11,3	-12,6	-12,0	-12,4	-12,9
15	23.12.2012	12:40	-7,1	-6,0	-7,4	-7,5	-7,2	-8,2	-9,4
16	23.12.2012	15:40	-6,5	-5,0	-5,4	-6,0	-5,0	-6,5	-6,5
17	23.12.2012	18:40	-9,4	-8,0	-7,3	-7,5	-5,5	-7,7	-8,0
18	23.12.2012	21:40	-10,1	-8,0	-9,5	-9,8	-8,8	-10,6	-11,7
19	24.12.2012	0:40	-11,7	-9,0	-13,0	-12,7	-12,3	-11,3	-13,0
20	24.12.2012	3:40	-12,3	-9,5	-13,2	-12,9	-12,7	-11,5	-13,4
21	24.12.2012	6:40	-10,2	-8,0	-12,3	-13,0	-11,9	-11,7	-12,9
22	24.12.2012	9:40	-6,1	-5,0	-8,0	-10,4	-9,5	-9,8	-11,4
23	24.12.2012	12:40	-5,2	-4,3	-7,5	-8,1	-9,5	-9,9	-9,8
24	24.12.2012	15:40	0,0	-1,4	-5,4	-6,2	-6,0	-6,7	-6,3
25	24.12.2012	18:40	1,2	0,8	-4,0	-4,9	-4,5	-4,3	-5,9
26	25.12.2012	15:10	+6,4	+5,2	+3,5	+4,4	+4,9	+4,3	+3,4

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Закінчення таблиці 2

27	25.12.2012	18:10	+7,4	+5,5	+2,7	+3,2	+4,3	+3,8	+2,2
28	25.12.2012	21:10	+6,3	+5,2	+1,8	+2,4	+2,6	+2,6	+1,6
29	26.12.2012	12:10	+7,7	+6	+3,1	+3,8	+5,4	+5,2	+4,8
30	26.12.2012	15:10	+9,2	+8,5	+5,7	+6,7	+7,2	+6,1	+6,0
31	26.12.2012	18:10	+7,1	+6,5	+4,3	+5,0	+5,7	+5,8	+5,2
32	26.12.2012	21:10	+8,7	+7,6	+3,6	+3,5	+4,0	+4,2	+4,5

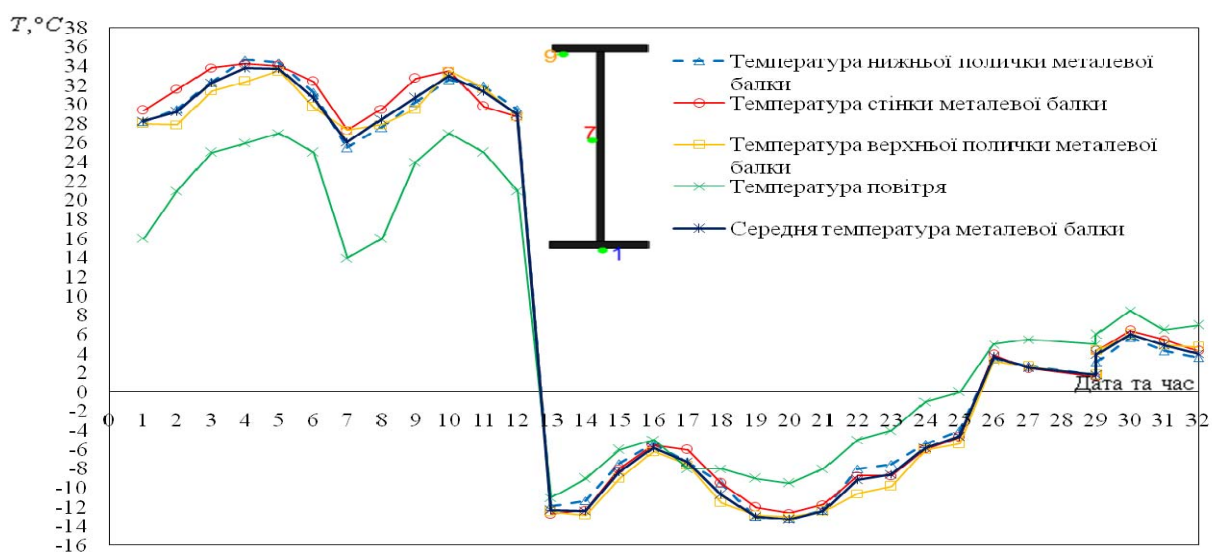
Примітки: T_n – температура повітря над мостом, $T_{\text{н}}$ – температура повітря під мостом

Рис. 4. Розподіл температури на внутрішній стороні металеві балки залізничного моста перегону Підзамче - Львів 1475 км ПК 8 Львівської залізниці

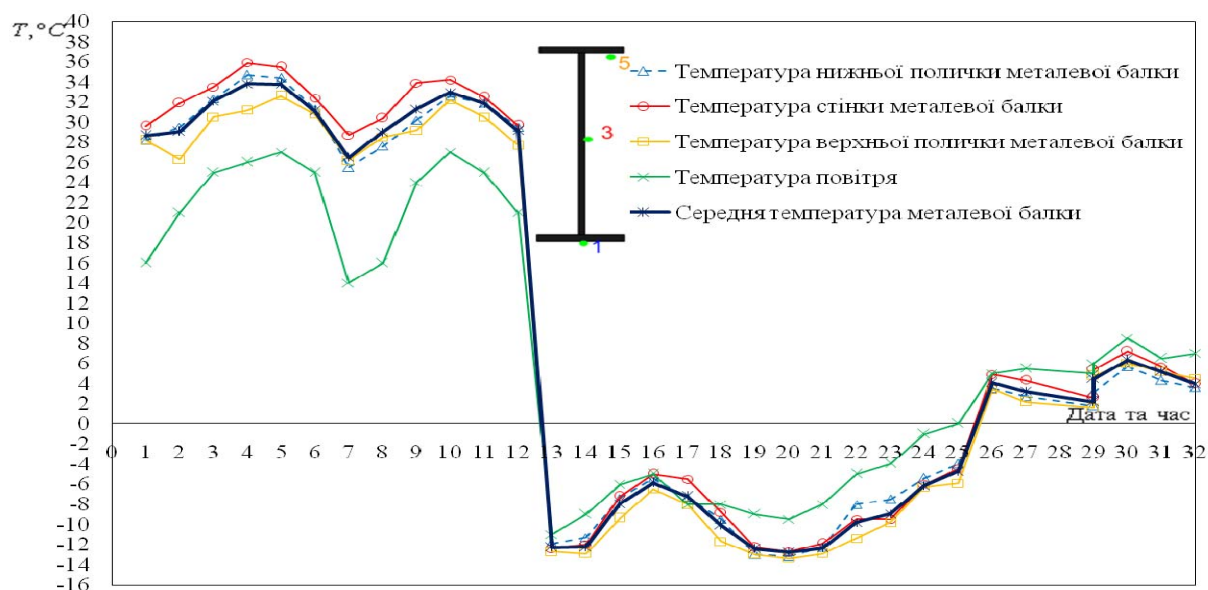


Рис. 5. Розподіл температури на зовнішній стороні металеві балки залізничного моста перегону Підзамче-Львів 1475 км ПК 8 Львівської залізниці

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Як видно із табл. 1 та рис. 4 у нічні години температура по металевій балці розподіляється рівномірно, так станом на 24.12.2012 р о 0 год. 40 хв., 3 год. 40 хв. та 6 год. 40 хв. перепад температури між стінкою балки та поличками коливається у межах 0,5 °С.

На основі отриманих експериментальних вимірювань розподілу температури по металевих прогонових будовах мостів розрахуємо їх напружено-деформований стан. Для цього необхідно скласти математичну модель напружено-деформованого стану.

Математична модель напружено-деформованого стану

Розглянемо металеву балку прогонової будови моста, яка зображена на рис. 6. На основі наведених результатів експериментальних вимірювань температури приймемо, що температура у металевій балці є сталою. Розіб'ємо цю балку на три пластини, товщину кожної з яких будемо вважати сталою. При визначенні напружено-деформованого стану отриманих пластин використаємо теорію термопружності тонких оболонок, яка базується на гіпотезі Кірхгофа – Лява про незмінність нормального елемента до серединної поверхні оболонки [14].

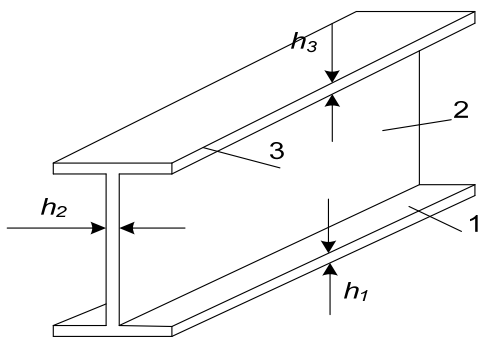


Рис. 6. Схема прогонової будови моста:
1 – перша пластина; 2 – друга пластина;
3 – третя пластина

Припустимо, що напружено-деформований стан кожної з пластин не залежить від координати y , напрямленої в поперечному напрямку пластини.

У цьому випадку рівняння рівноваги пластин мають вигляд

$$\frac{dN_1}{dx} = 0, \quad \frac{d^2 M_1}{dx^2} = 0, \quad (1)$$

де N_1 – компонента вектора зусиль; M_1 – компонента вектора моментів; x – координата, напрямлена в поздовжньому напрямку пластини.

Компоненти векторів зусиль і моментів зв'язані з компонентами деформації серединної поверхні пластин співвідношеннями

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{2Eh}{1-\nu^2}(\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2) - \frac{2\alpha Eh}{1-\nu}t, \\ N_2 &= \frac{2Eh}{1-\nu^2}(\varepsilon_2 + \nu\varepsilon_1) - \frac{2\alpha Eh}{1-\nu}t, \\ M_1 &= \frac{2}{3} \frac{Eh^3}{1-\nu^2}(\kappa_1 + \nu\kappa_2), \\ M_2 &= \frac{2}{3} \frac{Eh^3}{1-\nu^2}(\kappa_2 + \nu\kappa_1), \end{aligned} \quad (2)$$

де $2h = \begin{cases} h_1 \\ h_2 \\ h_3 \end{cases}$: h_1 – для першої пластини, h_2 – для

другої пластини, h_3 – для третьої пластини; E – модуль пружності; ν – коефіцієнт Пуассона; α – коефіцієнт лінійного температурного розширення; t – температура.

Компоненти деформації серединної поверхні визначаються через компоненти її переміщень u, w за формулами

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{du}{dx}, \quad \varepsilon_2 = 0, \quad \varepsilon_{12} = 0, \\ \kappa_1 &= -\frac{d^2 w}{dx^2}, \quad \kappa_2 = 0, \quad \kappa_{12} = 0. \end{aligned} \quad (3)$$

Напруження у розглядуваних пластинах визначаються за формулами

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= \frac{1}{2h} \left(N_1 + 3M_1 \frac{z}{h^2} \right), \\ \sigma_{22} &= \frac{1}{2h} \left(N_2 + 3M_2 \frac{z}{h^2} \right), \end{aligned} \quad (4)$$

де z – координата, напрямлена вздовж нормалі до серединної поверхні пластини.

При розрахунку напружено-деформованого стану прогонової будови моста розглянемо два випадки.

Випадок 1. Нехай край пластини $x=0$ нерухомо закріплений, а край $x=l$ рухомий, вільний у тангенціальному напрямку. Тоді граничні умови мають вигляд

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

$$u(0) = 0, w(0) = 0, M_1(0) = 0; \quad (5)$$

$$N_1(l) = 0, w(l) = 0, M_1(l) = 0; \quad (6)$$

Із рівнянь (1) отримаємо

$$N_1 = c_1, M_1 = c_2x + c_3. \quad (7)$$

Задовольняючи граничні умови (5) та (6) знаходимо $c_1 = 0, c_2 = 0, c_3 = 0$.

Отже, $N_1 = 0, M_1 = 0$.

Ураховуючи те, що $N_1 = 0, \varepsilon_2 = 0$ із першого співвідношення (2) одержуємо, що деформації пластини будуть рівними

$$\varepsilon_1 = (1 + \nu)\alpha t. \quad (8)$$

Із першого рівняння (3) з урахуванням виразу (8) отримуємо

$$u = (1 + \nu)\alpha tx + C_4. \quad (9)$$

Задовольняючи умову $u(0) = 0$, знаходимо $C_4 = 0$.

Отже, остаточний вираз для знаходження переміщень пластини має вигляд

$$u = (1 + \nu)\alpha tx. \quad (10)$$

Числові дослідження деформацій та переміщень, у залежності від перепаду температури t (станом на 21.06.2012 р. – $\Delta T = 5,1$ °C; 19.07.2012 р. – $\Delta T = 6,5$ °C; 23.12.2012 р. – $\Delta T = -6,4$ °C; 24.12.2012 р. – $\Delta T = -7,8$ °C; 25.12.2012 р. – $\Delta T = 1,9$ °C; 26.12.2012 р. – $\Delta T = 1,8$ °C) та довжині прогонової будови $l = 35,19$ м, проведемо при наступних значеннях фізико-механічних характеристик матеріалу пластини: $\nu = 0,3$; $\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5}$ 1/°C.

Як видно із рис. 7 і 8 між температурою і деформаціями, а також між температурою і переміщеннями існує лінійна залежність. Деформації та переміщення при додатних температурах і при від'ємних є однакові, тільки протилежні за напрямком. Так, при різниці температур (зміна температури від свого початкового значення) поверхні металевої прогонової будови моста $+6,5$ °C деформація складає $0,08$ мм, переміщення $2,97$ мм, а при $-6,4$ °C відповідно – $-0,08$ мм і $-2,93$ мм.

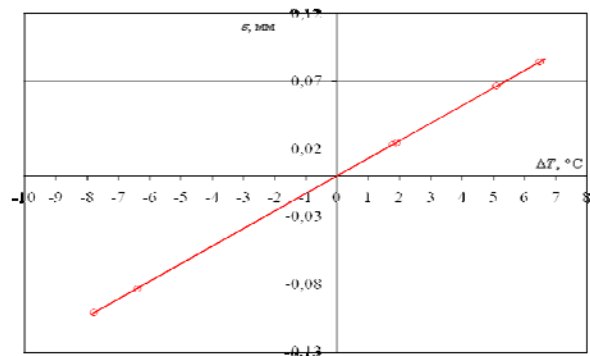


Рис. 7. Залежність деформацій від температури

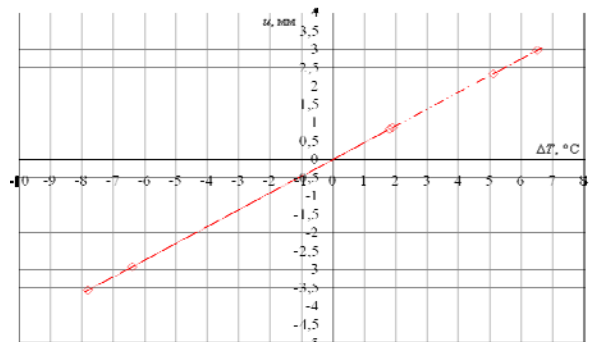


Рис. 8. Залежність переміщень від температури

Випадок 2. Нехай край пластини $x = 0$ та $x = l$ нерухомо закріплені. У цьому разі граничні умови мають вигляд

$$u(0) = 0, w(0) = 0, M_1(0) = 0, \quad (11)$$

$$u(l) = 0, w(l) = 0, M_1(l) = 0. \quad (12)$$

Як і в попередньому випадку

$$N_1 = C_1, M_1 = C_2x + C_3. \quad (13)$$

З урахуванням виразів (3), (13) перше співвідношення (2) подамо у вигляді

$$C_1 = \frac{2Eh}{1-\nu^2} \cdot \frac{du}{dx} - \frac{2\alpha Eh}{1-\nu} t. \quad (14)$$

Із рівняння (12) знаходимо

$$u = \left[(1 + \nu)\alpha t + \frac{1 - \nu^2}{2Eh} \cdot C_1 \right] x + C_4. \quad (15)$$

Задовольняючи граничні умови (11) та (12), одержуємо

$$C_1 = -\frac{2Eh\alpha t}{1-\nu}, C_2 = 0, C_3 = 0, C_4 = 0. \quad (16)$$

Підставляючи вираз (16) у формули (13) та (15) отримуємо

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

$$N_1 = -\frac{2Eh\alpha t}{1-\nu}, M_1 = 0, u = 0. \quad (17)$$

Оскільки $u = 0$, то перша формула (3) набуває вигляду

$$\varepsilon_1 = 0. \quad (18)$$

У зв'язку з тим, що $\varepsilon_1 = 0, \varepsilon_2 = 0$, друге співвідношення (2) зводиться до вигляду

$$N_2 = -\frac{2Eh\alpha t}{1-\nu}. \quad (19)$$

Оскільки $\kappa_2 = 0$, то третє та четверте співвідношення (2) подамо у вигляді

$$M_1 = \frac{2}{3} \frac{Eh^3}{1-\nu^2} \kappa_1; M_2 = \frac{2}{3} \frac{Eh^3}{1-\nu^2} \nu \kappa_1 = \nu M_1. \quad (20)$$

Звідси випливає, що

$$M_2 = \nu M_1. \quad (21)$$

У зв'язку з тим, що $M_1 = 0$, формула (21) набуває вигляду

$$M_2 = 0. \quad (22)$$

Підставляючи вираз (17), (19) та (21) у формули (4), отримуємо вираз для знаходження напружень у поздовжньому та поперечному напрямках

$$\sigma_{11} = -\frac{E\alpha t}{1-\nu}, \sigma_{22} = -\frac{E\alpha t}{1-\nu}. \quad (23)$$

Числові дослідження напружень проведемо у залежності від зміни температури t , та при наступних значеннях фізико-механічних характеристик матеріалу пластини: $\nu = 0,3$; $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа; $\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5}$ $1/^\circ\text{C}$.

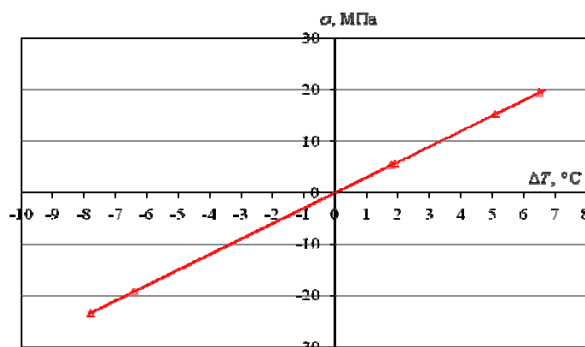


Рис. 9. Залежність напружень від температури

Із рис. 9 видно, що напруження мають найвищий рівень при температурі $-7,8$ $^\circ\text{C}$, що складає 23,4 МПа, при перепаді температури $+6,5$ $^\circ\text{C}$ – 19,5 МПа. При такому закріпленні прогонової будови моста рівень напружень є великий, тому рекомендовано прогонову будову моста закріплювати, як це було зроблено у першому випадку.

Висновок

Експериментальні дослідження розподілу температури на поверхнях металеві балки показали невеликий перепад температур між стінкою балки та її полицками. Тому температуру металеві балки можна приймати, як середню за температурою її полицок та стінки.

Оскільки стінки балки, які звернуті до сонця в обідні години нагріваються до температури, що перевищує температуру повітря в межах $5 \dots 10$ $^\circ\text{C}$, тому середню температуру металеві балки за кліматичним районом потрібно приймати такою, що дорівнює максимальній температурі навколишнього середовища, яка зафіксована у даному районі $+10$ $^\circ\text{C}$ у теплий період року та рівною найнижчій температурі навколишнього середовища, яка зафіксована у зимовий період року.

Різниця розподілу температури по металевих балках у денні та нічні години доби приводить до виникнення у статично-визначуваних балках постійні подовження та вкорочення, а у статично-невизначуваних – температурних напружень. Такі напруження необхідно враховувати при сполученні із напруження від рухомого складу залізниць та коліс автотранспорту.

Conclusion

The experimental investigation of the temperature distribution on the surfaces of metal beams showed a small temperature difference between the wall beams and its shelves. Therefore, the temperature of the metal beams can be taken as the average temperature of shelves and walls.

Since the walls of the beam, which face the sun during lunch hour are heated to a higher temperature than the temperature of air within $5 \dots 10$ $^\circ\text{C}$, so the average temperature of the metal beams for climatic regions should be taken as the maximum ambient temperature that is recorded in this area $+10$ $^\circ\text{C}$ in the warm season and equals the

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

lowest ambient temperature, which is recorded in the winter season.

The difference of temperature distribution in metal beams in the daytime and night hours of the day leads to the emergence of a statically-detectable beams permanent lengthening and shortening, and static undetectable - temperature stresses. These stresses must be considered in connection with the stress from the railway rolling stock and transport wheels.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Лучко, Й. Й. Вимірювання напружено-деформованого стану конструкцій мостів при змінних температурах і навантаженнях / Й. Й. Лучко, В. В. Ковальчук – Л. : Каменярь, 2012. – 235 с.
2. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Чинні від 2007-02-01. – К. : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
3. Dilger, W. H. Temperature Stresses in Composite Box Girder Bridges / W. H. Dilger, A. Ghali, M. Chan // Journal of Structural Engineering. – 1983. – V. 109. – № 6.
4. Emerson, M. Bridge temperatures for setting bearings and expansion joints / M. Emerson // Transport and Research Laboratory, Supplementary Report. – 1979 – № 479. – P. 1–18.
5. Hoffman, P. C. Temperature Problem in a Prestressed Box-Girder Bridge / P. C. Hoffman, R. M. Meclur, H. H. West // Transportation Research Record. – 1984. – № 982. – P. 42–50.
6. Prakas Rao, D. S. Temperature Distribution and Stresses in Concrete Bridges / D. S. Prakash Rao. // American Concrete Institute, ACI Journal.:USA. – 1986. – V. 83 – № 4. – P. 588–596.
7. Priestley, M.J.N Ambient Thermal Response of Concrete Bridges / M. J. N Priestley, I. G. Buckle – Bridge Seminar. – 1978. – Summary Volume 2.
8. Shiu, K. Ham. Seasonal and Diurnal Behavior of Concrete Box Girder Bridges / Shiu K. Ham. // Transportation Research record. – 1984. – № 982. – P. 50–56.
9. Mangerig, I. Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl – und Stahlverbundbrücken / I. Mangerig // Staatliche Materialprüfungsanstalt, Universität Stuttgart, technisch – wissenschaftliche Berichte. – 4–86. – Mai 1986. – 136 p.
10. Dale P. Bentz. A Computer Model to Predict the Surface Temperature and Time-of-Wetness of Concrete Pavements and Bridge Decks: NISTIR 6551/ Dale P. Bentz // Building and Fire Research Laboratory Gaithersburg, Maryland 20899, United States Department of Commerce Technology Administration National Institute of Standards and Technology.
11. Etienne Balmes. Modeling thermal effects on bridge dynamic responses / Ecole Centrale Paris / MSSMat, SDTools, LCPC. – 2005, balmes@sdtools.com.
12. Hari, Priya Pemmaraju Venkata. The buried joint approach for expansion joint retrofit – a case study / Hari Priya Pemmaraju Venkata, George Tsiatas and K. Wayne Lee // Presentation at 2006 TRB Annual meeting of the Transportation Research Board. – 2006.
13. Pradeep, Kumar T. V. Behavior of integral bridges under temperature and seismic loading / T. V. Pradeep Kumar, D. K. Paul, Ram Kumar and Pankaj Agarwal // Advances in Bridge Engineering, March 24–25. – 2006.
14. Подстригач, Я. С. Термоупругость тонких оболочек / Я. С. Подстригач, Р. Н. Швец. – К. : Наукова думка, 1978. – 344 с.

И. И. ЛУЧКО¹, В. В. КОВАЛЬЧУК^{2*}

¹ Каф. «Подвижной состав и путь», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, Львовский филиал, ул. И. Блажкевич, Львов, Украина, 79052, тел. +38 (097) 033 18 36

^{2*} Каф. «Подвижной состав и путь», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, Львовский филиал, ул. И. Блажкевич, Львов, Украина, 79052, тел. +38 (097) 223 72 43, эл. почта kovalchuk.diit@mail.ru

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ В МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ МОСТОВ

Цель. Для металлических мостов актуальным является исследование напряженно-деформированного состояния, возникающего от действия переменных температурных перепадов окружающей среды, поскольку последние пять лет наблюдается значительное повышение температур окружающей среды летом и их понижение зимой. **Методика.** Используя данные экспериментальных измерений распределения температур

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

на поверхностях балок металлических мостов, с помощью аналитической модели было рассчитано температурные напряжения и деформации, которые возникают от заданного распределения температур. **Результаты.** На основе рассчитанных данных установлено, что в статически неопределимых балках возникают напряжения, уровень которых достигает 30 % от допустимых напряжений. **Научная новизна.** Впервые экспериментально проведено измерение температур на поверхностях балок металлических мостов и разработана методика определения температурных напряжений и деформаций от действия переменных температур окружающей среды. **Практическая значимость.** Разработана аналитическая методика определения температурных напряжений и деформаций может быть использованы инженерами Мостоиспытательных станций Укрзалізнички и Укравтодора для установления термонапряженного состояния балок пролетных строений металлических мостов.

Ключевые слова: металлическая балка; пролетное строение; напряженно-деформированное состояние; теория термоупругости

J. J. LUTCHKO¹, V. V. KOVALCHUK^{2*}

¹ Dept. of Rolling stock and track, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician

V. Lazaryan, Lviv branch, I. Blazhkevych Str., Lviv, Ukraine, 79052, tel. +38 (097) 033 18 36

^{2*} Dept. of Rolling stock and track, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after

academician V. Lazaryan, Lviv branch, I. Blazhkevych Str., Lviv, Ukraine, 79052, tel. +38 (097) 223 72 43,

e-mail kovalchuk.diit@mail.ru

DETERMINATION OF TEMPERATURE STRESSES AND STRAINS IN METAL SPANS BRIDGES

Purpose. For metal bridges topical study of the stress-strain state arising from the effects of variable temperature extremes of the environment, since the last five years rihtayutsya observed significant increases ambient temperatures in summer and decrease in winter. **Methodology.** Using data from experimental measurements of temperature distribution on the surface of the beam-honovyh buildings of metal bridges using an analytical model was calculated thermal stresses and deformations arising from a given temperature distribution. **Findings.** Based on the calculated data revealed that statistically undetectable beams having tension level which reaches 30% of the allowable stress. **Originality.** For the first time were measured distribut temperature on the surface of metal girders bridges and developed a method for determining the temperature , stresses and deformations of the action variable ambient temperatures. **Practical value.** The analytical method of determining the thermal stresses and strains may be used by engineers of bridges testing station Railways of Ukraine to install and «Ukravtodor» thermo-stressed state beam spans metal bridges.

Keywords: the metal beam; span; the stress-strain state; the theory of thermo elasticity

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., доц. А. Я Куліченко (Україна).

Надійшла до редколегії 10.08.2013.

Прийнята до друку 28.10.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21:625

В. В. МАРОЧКА^{1*}, П. О. БАДЮЛ^{1*}

^{1*} Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 776-83-10, ел. пошта markay@mail.ru

ВИКОРИСТАННЯ ГНУЧКИХ АНКЕРІВ З ВИСАДЖЕНОЮ ГОЛОВКОЮ ПРИ ВИРОБНИЦТВІ ЗАКЛАДНИХ ВИРОБІВ

Мета. Технологічність виконання та безперечна якість дугоконтактного зварювання забезпечили використання даної технології при виробництві закладних деталей залізобетонних мостів. Особливо актуальною дана технологія є при виробництві закладних деталей кріплення бар'єрного огороження автодорожніх мостів. **Методика.** Аналіз існуючих норм розрахунку та порівняння їх з європейськими нормами доводить необґрунтованість їх використання для розрахунку закладних виробів з гнучкими анкерами з висадженою головою. У галузі конструювання та виробництва закладних виробів на Україні склалась ситуація, коли діючі норми розрахунку не дають можливості використання широко відомих у всьому світі типових рішень закладних виробів, заставляючи кожного підрядника займатись власним їх виробництвом за застарілими методиками. **Результати.** Дана робота доводить необхідність запровадження Європейських норм розрахунку закладних виробів. **Наукова новизна.** Доведено необґрунтованість надмірних запасів, закладених у вітчизняні норми. **Практична значимість.** Результати роботи можуть широко використовуватись у залізобетонних мостах.

Ключові слова: бар'єрне огороження; закладна деталь; гнучкий анкер з висадженою головою; дугоконтактне зварювання; методи розрахунку

Вступ

На сьогодні на Україні відбувається процес активного поновлення нормативної бази про проектування будівельних конструкцій, пов'язане як з удосконаленням діючих норм, так і з введенням загальноєвропейських норм проектування. Однак ситуація в галузі конструювання та виробництва закладних виробів залишається незмінною з 60 років ХХ сторіччя.

Існуюча конструкція закладних виробів

Існуючі закладні деталі виготовляються шляхом приварювання стрижнів періодичного профілю до сталевій плити з роззенковкою, як показано на рис. 1. (висвердлюються отвори під стрижні, потім на отворі знімаються дві фаски, стрижні приварюються ручним зварюванням із двох боків.)

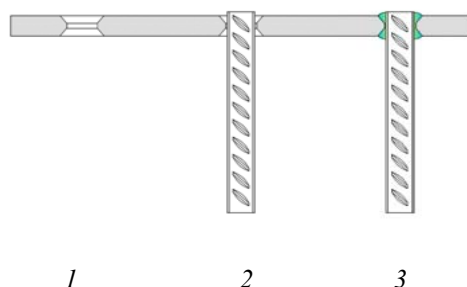


Рис. 1. Етапи виготовлення таврового з'єднання:

1 – улаштування отвору; 2 – фіксація стержня; 3 – приварювання стержня до плити;
4 – конструкція готового закладного виробу

Дана технологія зв'язана з великою кількістю ручної праці при виготовленні закладної

деталі та надзвичайною ненадійністю конструкції.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Розрахунок даних закладних виробів у відповідності до нормативних документів [1, 2]

виконуються у відповідності до розглянутої нижче методики.

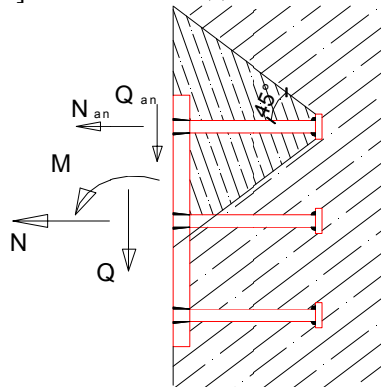
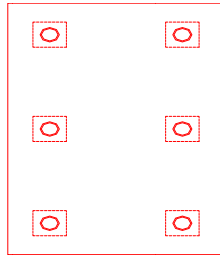


Рис. 2. Розрахункова схема закладної деталі

Підбір перерізу анкера передбачається виконувати з умови:

$$A_{an} = \frac{1,1 \cdot \sqrt{N_{an}^2 + \left(\frac{Q_{an}}{\delta \cdot \lambda} \right)^2}}{R_s}$$

де A_{an} – площа анкерів у крайньому ряду; N_{an} – поздовжнє зусилля в анкерах крайнього ряду; Q_{an} – поперечна сила в анкерах крайнього ряду; R_s – розрахунковий опір з розрахунку на зсув; δ, λ – коефіцієнти, що залежать від характеру роботи деталі.

Додатково виконується перевірка на зминання бетону під головою анкера та на виколування конуса бетону. Перша перевірка виконується з умови:

$$\phi_b \beta_b R_b A_{loc,1} > N_{loc},$$

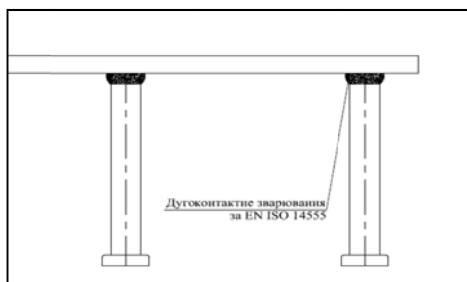


Рис. 3. Конструкція закладної деталі

На заміну стержням періодичного профілю передбачається використання гнучких анкерів з висадженою головою, що мають меншу довжину анкерування.

Дана технологія виготовлення закладних виробів на сьогодні є основною у всіх розвину-

тих країнах. Замовлення на закладні вироби заздалегідь розміщуються на спеціалізованих підприємствах, ліцензованих за цим видом діяльності, де вони виконуються у відповідності до чинних світових стандартів. Європейськими лідерами у цій галузі є Peikko®, Halfen® (Герма-

де R_b – розрахунковий опір бетону; $A_{loc,1}$ – площа зминання бетону під анкером; N_{loc} – зусилля в анкері; $\phi_b \beta_b$ – емпіричні коефіцієнти.

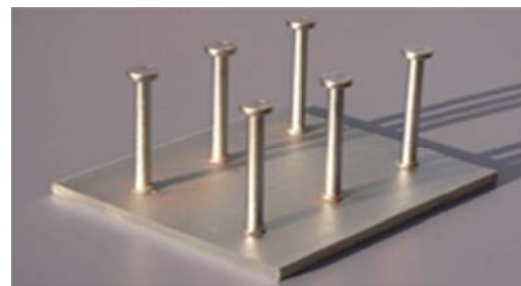
Перевірка на виколування конуса виконується за умовою:

$$0,5 A_1 \times R_{bt} > N_{an},$$

де A_1 – Площа конуса виколування анкеру крайнього ряду відповідно до рис. 4.

Світовий досвід виробництва закладних виробів

Світова практика виробництва даних деталей передбачає використання дуго-контактного зварювання за допомогою напівавтоматичних зварювальних апаратів у відповідності до норм [3] (рис. 3).



МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

нія) та ,багато інших. На Україні дана технологія виконується у відповідності до [14].

У відповідності до даної технології виготовлення була розроблена методика розрахунку несучої здатності закладних виробів, викладена у нормативних документах та літературі [4-11].

Дана методика розрахунку передбачає дві розрахункові ситуації. При розрахунку під дією осової сили передбачається виконання таких перевірок:

- розрахунок анкерів на міцність;
- розрахунок бетону під анкером на міцність;
- розрахунок бетону на виколювання по конусу;

- розрахунок на виколювання краю бетону;
- розрахунок горизонтального місцевого армування;
- розрахунок вертикального місцевого армування.

При розрахунку під дією зсувної сили передбачається виконання наступних перевірок:

- розрахунок анкерів на міцність при зсуві;
- анкері на міцність під дією пари сил;
- розрахунок на виколювання краю бетону;
- розрахунок горизонтального місцевого армування;
- розрахунок вертикального місцевого армування.

При дії на закладну деталь навантажень одразу у двох напрямках передбачається результуючу силу порівнювати з результуючою несучою здатністю.

Навіть ця методика не є досконалою, що доведено в роботі [6] але порівнюючи з діючою на території України методикою розрахунку, кількість перевірок свідчить про набагато більшу детальність розрахунку.

У мостових конструкціях однією з найбільш відповідальних закладних деталей є конструк-

ція кріплення бар'єрного огородження до прогонової будови

Існуючі конструкції бар'єрного огородження

У відповідності до діючих норм [7, 8], як правило, на мостах використовують бар'єрне огороження з трубою підсилення, як показано на рис. 4.

Однією з особливостей даної споруди є точкова передача значного зусилля на споруду (поперечна сила близько 50 кН та згинальний момент близько 40 кНм) у місці обпирання стійки на балку, яку повинна прийняти закладна деталь.

Результати розрахунку закладної деталі

Для порівняння методик розрахунку закладних виробів, описаних вище, було проведено розрахунок закладної деталі бар'єрного огороження (див. рис. 4, а). При цьому розрахункове навантаження (поперечна сила та згинальний момент) на закладну деталь складо:

$$N_p = 66,8 \text{ кН},$$

$$M_p = 46,8 \text{ кН}.$$

Розрахунки, проведені за діючою методикою [1, 2], показали, що мінімально допустима закладна деталь має конструкцію, зображену на рис. (5, а), в той час як європейська методика розрахунку дає можливість для цих же навантажень використовувати закладну деталь, зображену на рис. (5, б)

У даному випадку, закладна деталь, виконана за сучасними технологіями та на сучасному обладнанні виявляється економічно невигідною у порівнянні з аналогічною закладною деталлю класичної конструкції (див. рис. 1).

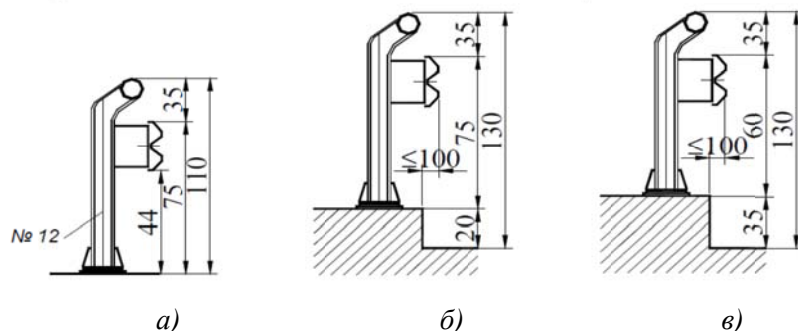


Рис. 4. Бар'єрне огороження з трубою підсилення 120 мм та енергоємністю:

а) – 300 кДж; б) – 325 кДж; в) – 350 кДж;

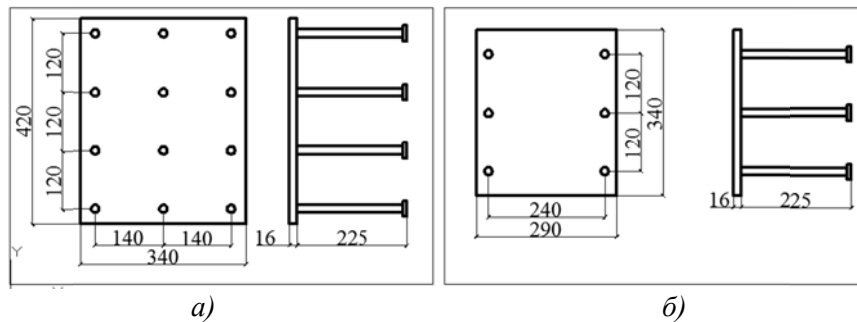


Рис. 5. Конструкція закладної деталі, розрахованої за вітчизняними (а) та європейськими (б) нормами

У той же час розрахунок, виконаний за нормами [9, 10] доводить недосконалість діючих в Україні норм розрахунку закладних деталей в силу закладених в розрахунок невинуватених запасів.

Висновки

У галузі конструювання та виробництва закладних виробів на Україні склалась ситуація, коли діючі норми розрахунку не дають можливості використання широко відомих у всьому світі типових рішень закладних виробів, заставляючи кожного підприємця займатись власним їх виробництвом за застарілими методиками. Особливо яскраво це доводиться на прикладі закладної деталі бар'єрного огороження, результати розрахунку якої наведені в даній роботі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

- ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування [Текст]. – Чинні від 2010-01-09. – К. : Мін регіон буд. України, 2009.
- Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) [Текст]. – изд. ЦНИИ промзданий ГОССТРОЯ СССР, 1984.
- ISO 14555 «Сварка – электродуговая приварка болтов /шпилек из металлических материалов» [Текст]. – Изд. Международная Организация по Стандартизации, 2005.
- EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-8: Design of Joints [Текст] – 2005.
- EN 1994-1-1: Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures [Текст] – Part 1-1: General rules and rules for buildings. – 2005.
- COST C1: Column bases in Steel Building Frames, edited by Weynand, [Текст] – K., Brussels, 1999.
- Jaspart, J.-P. Recent advances in the field of steel joints [Текст]: Column bases and further configurations for beam-to-column joints and beam splices / Jaspart, J.-P. // Habilitation, University of Liege, 1997.
- Kuhlmann, U. Ankerplatten und Einbaudetails zur Kraftüberleitung im Stahlbau [Текст] / U. Kuhlmann, T. Imminger // Deutscher Ausschuss für Stahlbau DASt, Düsseldorf, Stahlbau Verlags – und Service GmbH, Forschungsbericht. – No 1. – 2004.
- ЕТА 03-0041 (Европейская техническая аттестация) [Текст]/ – изд. Немецкий институт строительной техники, 2008.
- ETAG 001 Guideline for European Technical Approval of metal anchors for use in concrete. Annex C: Design methods for anchorages [Текст]. – EOTA Avenue des Arts 40 Kunstlaan, 1040 Brussels©.
- Kuhlmann, Ulrike Component method for anchor plates [Текст] / Ulrike Kuhlmann, Markus Rubinski // Connection between steel and concrete. 2-nd International Symposium. – Stuttgart, Germany, 2007.
- ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Чинні від 2007-02-01. – К. : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
- ГОСТ 26804-86 Ограждения дорожные металлические барьерного типа [Текст]. – М. : Стандартинформ, 2005.
- Пат. 36790 Україна МПК E04B 1/38. Спосіб виготовлення залізобетонної конструкції [Текст] / Білярчик В. Р., Фішман О. Ю., Марочка В. В., Хазак М. О. (Україна); заявник Єгорова Т. П., патентовласник Білярчик В. Р. – № U200806198, заявл. 12.05.2008, опубл. 10.11.2008, Бюл. № 21.

В. В. МАРОЧКА^{1*}, П. О. БАДЮЛ^{1*}

^{1*} Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, ел. пошта markay@mail.ru

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ГИБКИХ АНКЕРОВ С ВЫСАЖЕННОЙ ГОЛОВКОЙ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ ЗАКЛАДНЫХ ИЗДЕЛИЙ

Цель. Технологичность выполнения и бесспорное качество дугоконтактной сварки обеспечили использование данной технологии при производстве закладных деталей железобетонных мостов. Особенно актуальной данная технология является при производстве закладных деталей крепления барьерного ограждения автодорожных мостов. **Методика.** Анализ существующих норм расчета и сравнение их с европейскими нормами доказывает необоснованность их использования для расчета закладных изделий с гибкими анкерами с высаженной головкой. В области конструирования и производства закладных изделий на Украине сложилась ситуация, когда действующие нормы расчета не дают возможности использования широко известных во всем мире типичных решений закладных изделий, заставляя каждого подрядчика заниматься собственным их производством по устаревшим методикам. **Результаты.** Данная работа доказывает необходимость внедрения Европейских норм расчета закладных изделий. **Научная новизна.** Доказана необоснованность чрезмерных запасов, заложенных в отечественные нормы. **Практическая значимость.** Результаты могут широко использоваться в железобетонных мостах.

Ключевые слова: барьерное ограждение; закладочная деталь; гибкий анкер с высаженной головкой; дугоконтактная сварка; методы расчета

V. V. MAROCHKA^{1*} P. A. BADIYUL^{1*}

^{1*} Dept. of Bridges, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 776 83 10, e-mail markay@mail.ru

THE USE OF CONCRETE ANCHORS IN THE PRODUCTION OF ANCHOR PLATES

Purpose. Stud Welding Technology is relevant in the manufacture of anchor plates fixing barrier protection of highway and road bridges. **Methodology.** Analysis of the existing rules for calculating and comparing them with European standards proves the invalidity of their use for the calculation of anchor plates with concrete anchors. In the field of design and manufacture of anchor plates in Ukraine there is situation, that the current design standards do not allow the possibility of using the well-known standard solutions of anchor plates, forcing each contractor to produce them in-house for obsolete technology. **Findings.** This work is demonstrating the need to introduce European standards of designing anchor plates. **Originality.** This work is demonstrated the need to implement European standards of calculate of anchor plates. **Practical value.** The results can be used in reinforced concrete bridges.

Keywords: barrier protection; anchor plate; concrete anchor; stud welding; methods of calculation

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. В. Д. Петренко (Україна).

Надійшла до редколегії 10.08.2013.

Прийнята до друку 28.10.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21: 625.745.12.014.36.5.015

В. В. МАРОЧКА¹, П. А. ПШИНЬКО², И. В. КЛИМЕНКО³, С. М. ЗАГОРУЛЬКО^{4*}

¹ СПКТБ «Инфратранспроект-ДИИТ», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, эл. почта markay905@gmail.com

² СПКТБ «Инфратранспроект-ДИИТ», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, эл. почта mostoproekt@yandex.ua

³ СПКТБ «Инфратранспроект-ДИИТ», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, эл. почта klimenkoigor0212@gmail.com

^{4*} СПКТБ «Инфратранспроект-ДИИТ», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, эл. почта zagal010@mail.ru

ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКОЙ РАБОТЫ АВТОДОРОЖНОГО МЕТАЛЛИЧЕСКОГО НЕРАЗРЕЗНОГО МОСТА ПОД ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКОЙ

Цель. Исследование действительной динамической работы металлического автодорожного неразрезного пролетного строения под современной временной нагрузкой, влияния дефектов и конструктивных особенностей моста на возникновения дополнительных динамических воздействий, а также исследование характера изменения динамических параметров после длительного срока эксплуатации моста. **Методика.** Проведение динамических испытаний моста с применением современной тензометрической измерительной аппаратуры, расчет конструкций в соответствии с действующими нормами, моделирование работы пролетного строения с помощью современного программного комплекса, а также обработка и сравнение экспериментальных результатов с расчетными. **Результаты.** На основании проведения комплекса научно-технических работ по испытанию металлического неразрезного пролетного строения моста удалось определить динамические факторы, вызванные рядом, появившихся со временем эксплуатации, дефектов, а также особенностей конструкции моста, которые неблагоприятно влияют на динамическую работу пролетного строения, из-за чего повышается износ металлических элементов его конструкции. **Научная новизна.** На основании анализа особенностей динамической работы автодорожных металлических мостов после длительного срока их эксплуатации, удалось изучить ряд факторов влияния, которые позволяют более точно учитывать особенности динамической работы подобных мостов при проектировании, по сравнению с классической инженерной методикой применения динамического коэффициента, который регламентируется действующей нормативной документацией Украины. **Практическая значимость.** Проведение подобных исследований позволяет улучшить и расширить возможности использования действующих строительных норм, а именно, динамических расчетов автодорожных металлических мостов под современные временные нагрузки, а также - учитывать ряд особенностей, влияющих на возникновения дополнительных динамических воздействий, приводящих к повышению интенсивности износа их конструкций.

Ключевые слова: металлические мосты; неразрезные пролетные строения; динамические расчеты; факторы влияния на динамическую работу металлических мостов; испытание мостов

Введение

Одной из характерных особенностей металлических автодорожных мостов с большими пролётами является их динамическая чувствительность к временной нагрузке.

Сталь, как материал, имея низкое внутреннее трение, в сочетании с ударным характером

временной нагрузки, практически всегда при пролётах мостов более 40 м приводят к появлению значительных колебаний конструкций. С другой стороны, неудовлетворённое состояние проезжей части, с наличием большого количества выбоин, аварийное состояние деформационных швов, многократно усиливает ударные

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

нагрузки от автодорожного транспорта на пролётные строения.

Нормы проектирования мостов, действующие в данное время, предполагают учет динамической составляющей временной нагрузки путём введения динамического коэффициента для всей конструкции в целом, не учитывая особенностей динамической работы сооружения. Именно поэтому, все исследования, нацеленные на определение действительной динамической работы автодорожных мостов крайне актуальны.

Объектом исследования стал шестипролётный металлический мост по схеме 36,0+62,36+62,0+60,328+46,62+52,45 м. Все пролеты моста, после его реконструкции, перекрыты сплошной шестипролётной неразрезной коробчатой балкой трапецидального поперечного сечения.

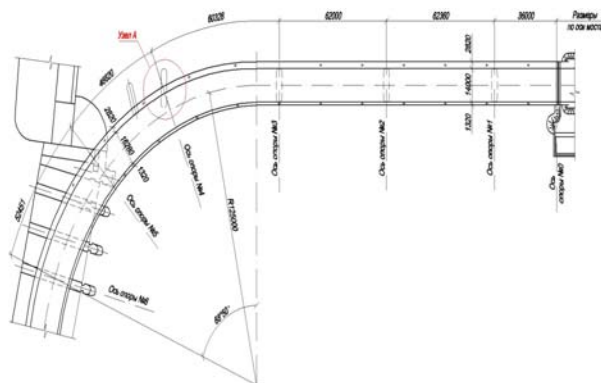


Рис. 1. План мостового перехода

Материал конструкций пролётного строения – низколегированная сталь марки 09Г2С по ГОСТ 19282-73.

Проектом реконструкции 80-х годов XX столетия предусмотрено использование пяти опор старого моста, часть из которых расположена в зонах с глубинами воды до 30 м, со смещением оси нового моста в плане, с целью увеличить радиус его кривизны, до минимально допустимого значения.

Три последних пролёта расположены на кривой в плане с радиусом кривизны 125 м. Металлическая проезжая часть представлена в виде ортотропной плиты, являющейся одновременно верхним поясом главной балки. Такое решение предопределило разбивку на пролёты и эксцентричное опирание пролётного строения на опору № 4 (рис. 2), что существенно повлияло на динамическую работу конструкции.

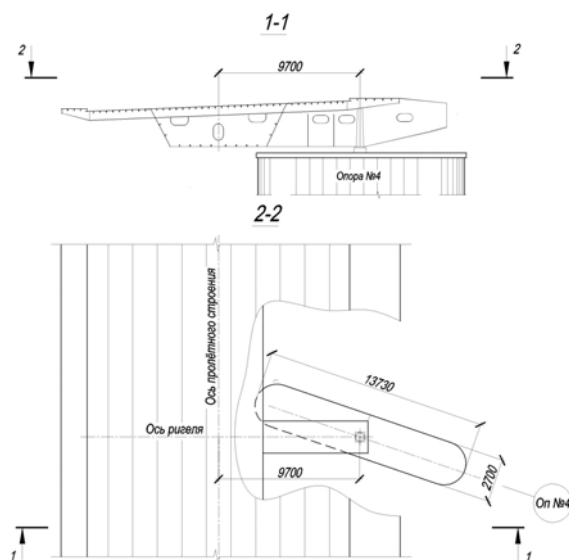


Рис. 2. Схема опирания пролётного строения моста на устои №4

Коробчатая главная балка пролётного строения имеет ширину понизу 6000 мм и постоянную высоту по оси 2500 мм (рис. 3). Поперечный уклон проезжей части создается за счет разной высоты боковых стенок коробки пролётного строения (рис. 4), угол которых одинаков и составляет 60°. Нижняя плита и боковые стенки с внутренней стороны коробки имеют продольные и поперечные ребра жесткости.

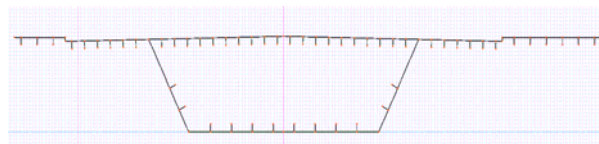


Рис. 3. Схема сечения пролётного строения на прямолинейных участках

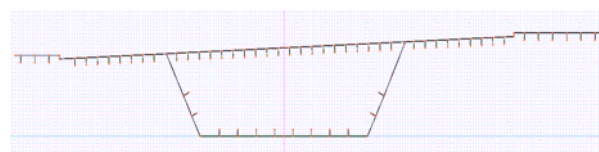


Рис. 4. Схема сечения пролётного строения на закругленных участках

Ортотропная плита проезжей части образована объединением стального настила из листа толщиной 12 мм, продольных ребер из листа 200×12 мм с шагом 400 мм в пределах проезжей части и 500 мм в пределах тротуаров, и поперечных балок с шагом 2000 мм.

Опирание пролётного строения на всех опорах – линейно-подвижное за исключением средней опоры № 3, где оно выполнено непо-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

движным. Все опоры, за исключением опоры № 4, воспринимают кручение.

Цель

Усовершенствование и внедрение в эксплуатацию новых транспортных средств с большей грузоподъемностью, скоростью и более эффективными способами гашения собственных колебаний, а также с принятием новых и оптимизацией существующих конструкций автодорожных мостов, возникает потребность в анализе динамической работы автодорожного металлического неразрезного моста под современной динамической нагрузкой.

Методика

Методика исследования динамической работы металлического неразрезного автодорожного моста заключалась в проведении динамических испытаний моста, с применением современной тензометрической аппаратуры, расчете конструкций в соответствии с действующими нормативными документами, моделировании работы пролётного строения с помощью современных программных комплексов, а также в обработке и сравнении экспериментальных результатов с расчетами.

Динамические испытания проводились с целью определения особенностей работы пролётного строения под воздействием подвижных нагрузок, для чего по нему с различными скоростями пропускали колонны автомобилей марки «Renault premium 440» с полуприцепами марки «Bodex» без загрузки (рис. 5). Общая масса каждого автомобиля в составе с полуприцепом составляла 17,0 т.



Рис. 5. Схема распределения осевой нагрузки автомобилей марки «Renault premium 440» с полуприцепами марки «Bodex»

Количество автомобилей в колоннах составляло от двух до четырех (рис. 6), а скорости движения – от 30 до 60 км/час. Для разработки оптимальных схем динамического нагружения

моста, перед испытаниями проводилась «обкатка» с разными скоростями движения машин.

Число проведенных заездов автомобилями «Renault premium 440», при которых фиксировались прогибы и напряжения, было ограничено временем на проведение испытаний:

- 2 автомобиля по 2 заезда со скоростью 60 км/час;
- 2 автомобиля по 2 заезда со скоростью 40 км/час;
- 4 автомобиля по 2 заезда со скоростью 30 км/час.

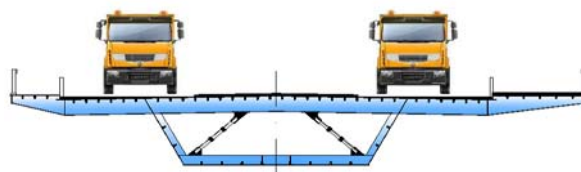


Рис. 6. Схема движения колон автомобилей по проезжей части моста

Для проведения испытаний использовалось следующее оборудование:

- стоканальный тензометрический комплекс ПОНИЛ-Ц.32 (рис. 7);
- фольговые тензорезисторы, с базой 20 и 40 мм (рис. 8);
- электронные прогибомеры и датчики линейных перемещений (рис. 9);



Рис. 7. Стоканальный тензометрический комплекс ПОНИЛ-Ц.32

При испытаниях измерялись:

- динамические прогибы пролётного строения в характерных точках (рис. 10);
- амплитуды и частоты напряжений свободных и вынужденных вертикальных колебаний в точках установки тензодатчиков (рис. 11).

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

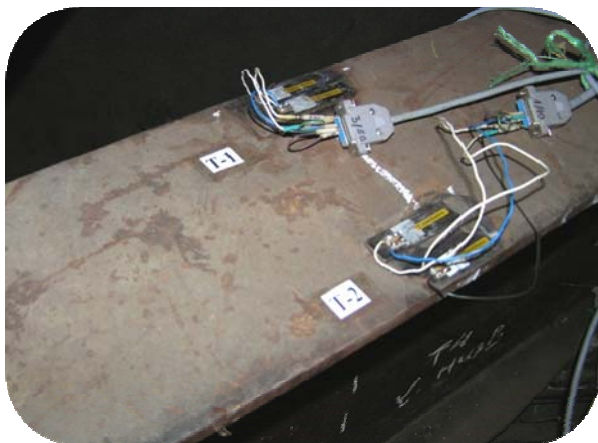


Рис. 8. Фольговые тензорезисторы



Рис. 9. Электронный прогибомер

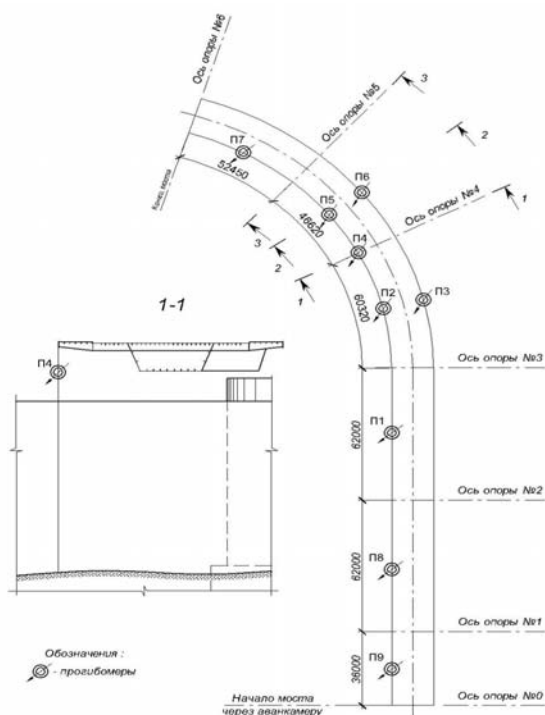


Рис. 10. Схема расположения электронных прогибомеров на конструкции пролетного строения моста

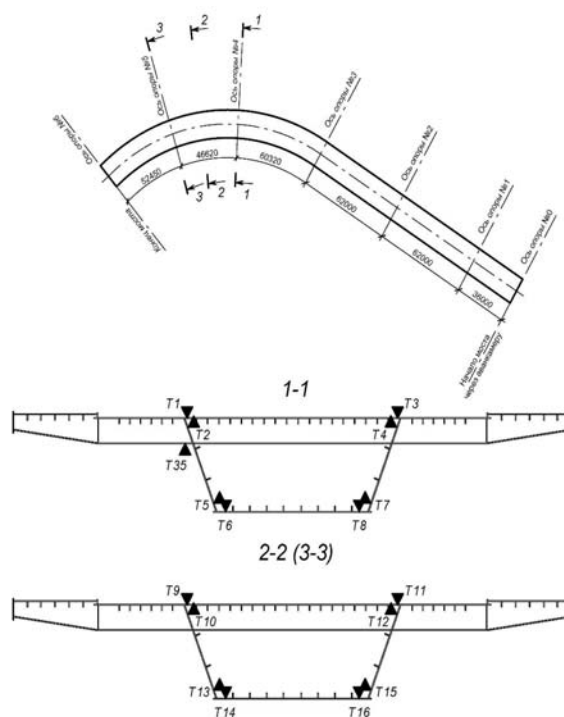


Рис. 11. Схема установки тензодатчиков на пролетном строении моста

Для сравнения результатов был выполнен динамический расчет методом конечных элементов МКЭ в современном программном комплексе (рис. 12), результаты которого позволили спрогнозировать и проанализировать работу конструкции под испытываемой нагрузкой.

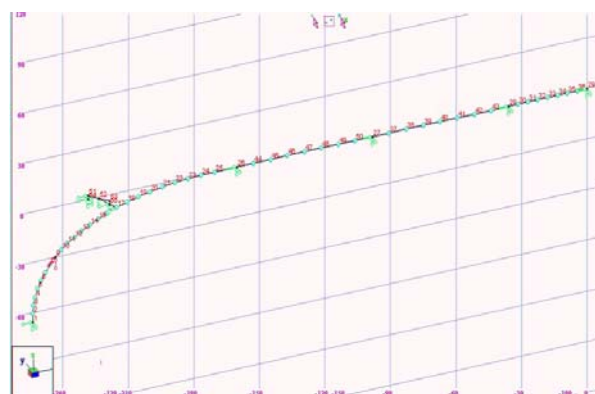


Рис. 12. Расчетная схема модели для динамического расчета

Для нахождения частот собственных колебаний конструкции был выполнен модальный анализ, результаты которого приведены в табл. 1. Всего было получено 132 формы колебаний, пять из которых приведены на рис. 13, но наибольшее влияние на динамическую работу конструкций оказывают первые 15.

Таблица 1

Частоты свободных колебаний пролетного строения

№ част.	Частота, rad/sec	Частота, Hz	Период, sec
1	8,39661	1,33636	0,7483
2	12,6696	2,01643	0,495926
3	14,9598	2,38093	0,420004
4	16,5283	2,63057	0,380146
5	18,8497	3,00002	0,333332
6	21,7404	3,46009	0,28901
7	22,037	3,5073	0,28512
8	35,9807	5,72651	0,174626
9	37,7544	6,0088	0,166423
10	41,2123	6,55914	0,152459
11	43,6412	6,94572	0,143974
12	49,0985	7,81427	0,127971
13	52,7736	8,39918	0,119059
14	57,1597	9,09725	0,109923
15	61,3961	9,77149	0,102339

Результаты

Во время динамических испытаний сигналы в виде осциллограмм изменения напряжений и прогибов в элементах конструкций посредством тензоизмерительной станции записывались на электронные носители для последующей обработки.

В результате обработки были получены максимальные значения напряжений и прогибов по каждому загрузению и амплитудно-частотные характеристики колебаний испытуемых конструкций под нагрузкой.

Напряжения от динамической нагрузки, как правило, меньше, чем от статической в силу меньшей ее плотности. Однако, следует отметить, что динамические прогибы, хоть и меньше статических, но в целом для конструкции имеют большую опасность. Наибольшие значения напряжений наблюдались на 14 и 16 канале при загрузении №13, и составили соответственно 12,5 МПа и 10,4 МПа. Загрузение

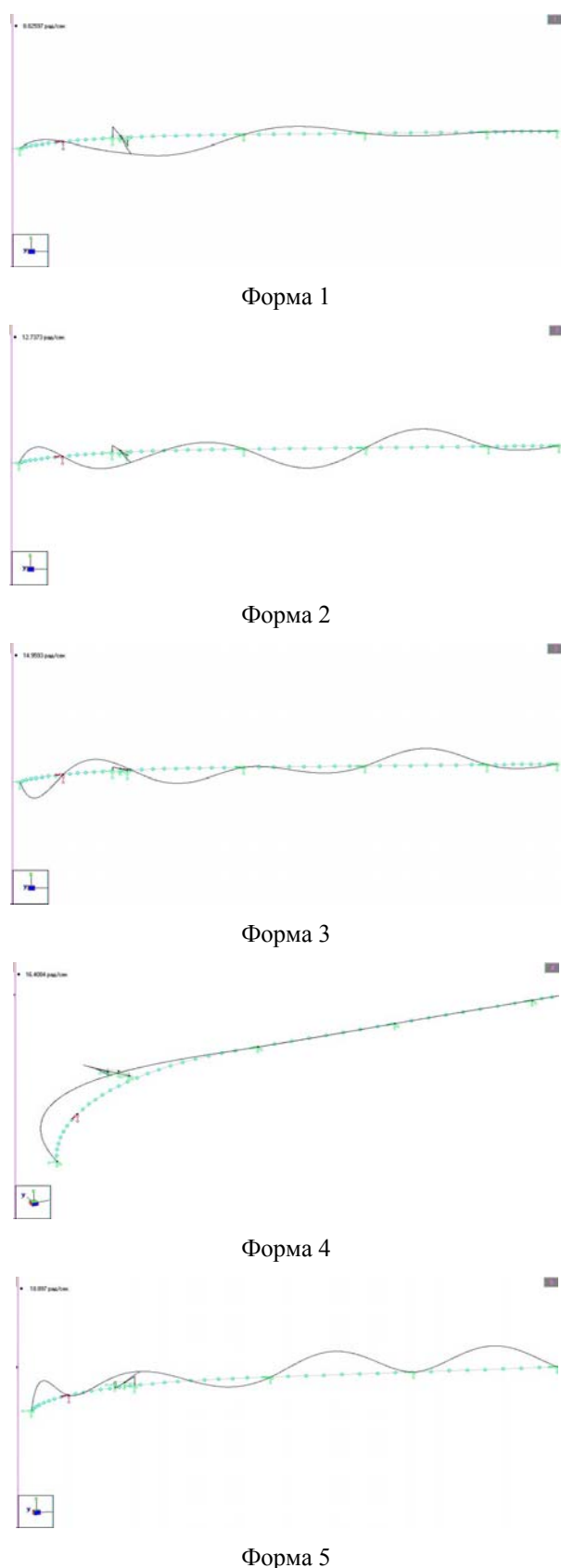


Рис. 13. Формы колебаний пролетного строения при динамической нагрузке

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

№ 13 предполагало движение двух автомобилей со скоростью 60 км/ч, при этом экспериментально определенный динамический коэффициент по напряжениям составил $1 + \mu = 1,32$. Наибольшие значения динамических прогибов наблюдались на опоре № 4 со стороны консольного свеса пролетного строения, которые составили 12,5 мм при загрузке № 16 (пять автомобилей расположенных в один ряд в крайней полосе). С определенной долей вероятности можно предположить, что под расчетной нагрузкой амплитуда колебаний будет составлять $\alpha = 0,15$ м, а их размеры – около 26 см. Данные колебания вызваны особенностью опирания пролетного строения на опору № 4.

Также следует отметить значительные динамические напряжения в начале и конце моста. Подобные колебания обусловлены сильными ударами, которыми сопровождается наезд колес автомобилей на лист перекрытия деформационного шва.

Амплитудно-частотные характеристики конструкций моста приведены на рис. 14-17.

Частота по первой форме составила 1,62 Гц, по второй – 2,01 Гц, и по третьей – 2,6 Гц. При предыдущих испытаниях, которые проходили в 80-х годах XX столетия, эти частоты составили соответственно 1,5 Гц, 2,15 Гц и 2,35 Гц.

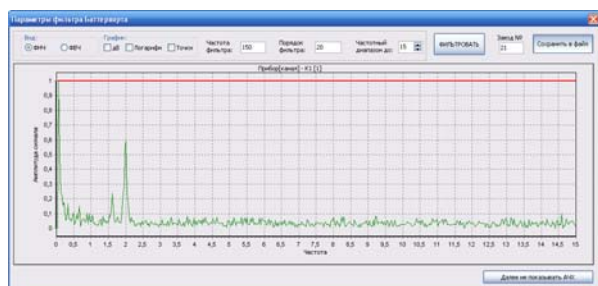


Рис. 14. Амплитудно-частотная характеристика (АЧХ) по каналу T1

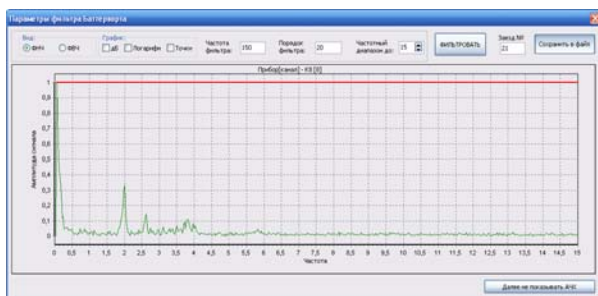


Рис. 15. Амплитудно-частотная характеристика (АЧХ) по каналу T8

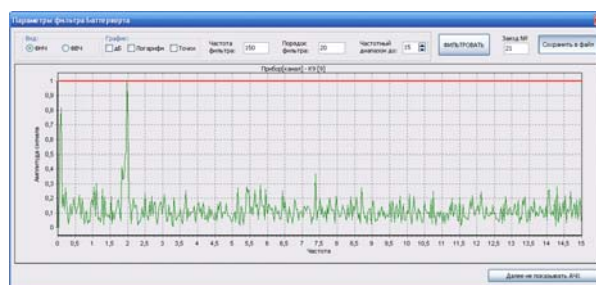


Рис. 16. Амплитудно-частотная характеристика (АЧХ) по каналу T9

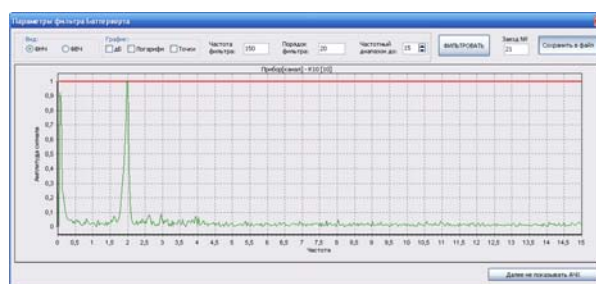


Рис. 17. Амплитудно-частотная характеристика (АЧХ) по каналу T10

Определенные изменения частот можно обосновать изменением массовых характеристик пролетного строения, связанных с его эксплуатацией (износ металлических элементов пролетного строения и поточный ремонт проезжей части моста).

Судя по АЧХ тензорезисторов в сечении 1-1 и 2-2 (рис. 11), наибольшие колебания возникают на частоте 1,95 Гц, причем их вклад составляет 80...90 % от общей энергии колебаний. При этом ускорение, которое будет испытывать край консоли от расчетной нагрузки составит $1,59 \text{ м/с}^2$, что составляет $0,16g$. Хотя в Украине не утверждены нормы, ограничивающие интенсивность колебаний строительных конструкций, однозначно можно сказать, что подобные колебания, крайне нежелательны, как для конструкций моста, так и для комфорта движения пешеходов по его тротуарным консолям. Для ликвидации данного явления необходимо принять ряд мер по гашению колебаний пролетного строения в пределах пролетов 3-4 и 4-5, а особенно – на опоре № 4, в узле консольного свеса.

В силу обнаруженной проблемы, была необходимость в решении задачи по гашению вынужденных колебаний пролетного строения в районе опоры № 4, с последующим определением наиболее рационального способа их гашения. В ходе проведенного анализа способов

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

гашения колебаний, необходимо проанализировать основные характеристики колебательно-го процесса, среди которых можно выделить: характер колебаний, формы колебаний, частоты колебаний и характер возбуждаемой нагрузки.

В случае описанного в данной работе экспериментального моста:

- характер колебаний – гармонический;
- данному мосту характерно наличие нескольких основных форм колебаний, густо размещенных в частотном диапазоне;
- частоты колебаний имеют возможность изменения в связи с изменением присоединенной массы временной нагрузки и асфальтобетонного покрытия;
- характер возбуждающей нагрузки – ударно-эпизодический, реже гармонически-постоянный.

Конструктивной особенностью пролетного строения является его уникальная конструкция с решением по опиранию его на опору № 4 с существенным эксцентриситетом, что придает пролету неповторимые частотно-жесткостные характеристики. Собственно это и является основной причиной неудовлетворительной динамической работы пролетного строения.

После анализа всех существующих методов гашения колебаний, было принято решение остановиться на конструкционном гашении колебаний с гидравлическим элементом сопротивления по ряду причин:

- гидравлическое сопротивление наиболее эффективно при гармоническом характере колебаний;
- конструкционные гасители являются частотно независимыми устройствами;
- существует возможность их компактной установки на пролетное строение.

Предполагается установка гасителя с двумя гидродемпферами, как показано на рис. 18.

Поскольку опора бетонная, передача на нее значительных растягивающих усилий недопустима, а значит, демпферы должны быть одностороннего действия.

Частота колебаний основного тона, определенная экспериментально, составляет 1,95 Гц, а период 0,51 с. Удельная жесткость колебательной системы на уровне установки демпфера, была определена из простроенной ранее для динамических расчетов конечно-элементной

модели, присваивая опоре на месте установки демпфера известное перемещение.

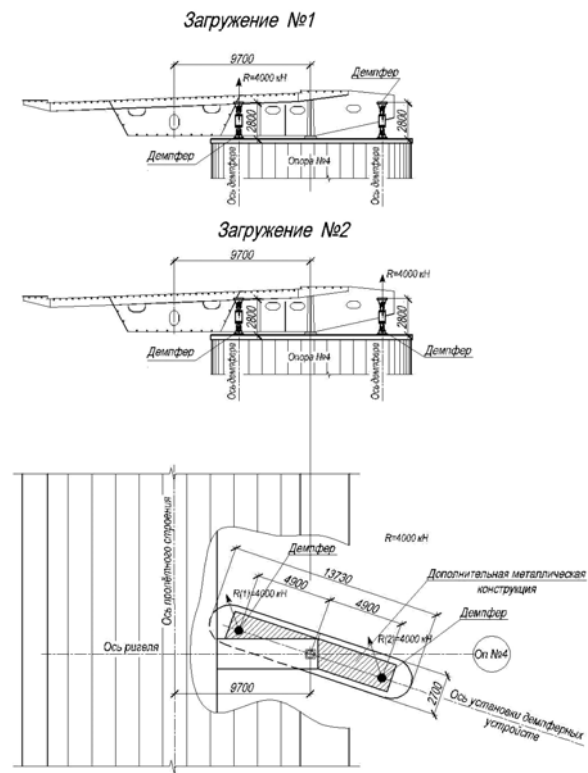


Рис. 18. Схема установки гидродемпферов

Научная новизна и практическая значимость

В результате анализа результатов проведения работ по испытанию автодорожного металлического моста с шестипролетным неразрезным пролетным строением коробчатого сечения были установлены факторы влияния, которые не регламентированы действующей нормативной документацией относительно строительства новых и реконструкции бывших в эксплуатации мостов. Отсутствие требований по учету таких факторов как: характер колебаний, формы колебаний, частоты колебаний и характер возбуждаемой нагрузки при анализе динамической работы моста, могут привести к существенному сокращению его срока службы и значительному повышению эксплуатационных затрат, связанных с поддержанием его конструктивных элементов в удовлетворительном состоянии.

В результате научного анализа динамической работы конструкций испытываемого моста,

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

удалось существенно снизить интенсивность колебаний пролетного строения, что в свою очередь позволит продлить его срок службы, за счет уменьшения интенсивности износа металла, работающего в наиболее динамически нагруженных узлах.

Выводы

1. В результате проведения работ по обследованию и испытанию внеклассового автодорожного металлического моста было установлено неблагоприятное влияние на динамическую работу пролетного строения ряда факторов, вызванных появившимися со временем эксплуатации дефектами, а также его конструктивными особенностями, что приводит к существенному повышению интенсивности износа металла пролетного строения.

2. В результате анализа действующей нормативной документации Украины установлено отсутствие положений по ограничению интенсивности колебаний пролетных строений мостов, что существенно усложняет принятие проектных решений по гашению колебаний и может являться одной из причин преждевременного отказа конструкций.

3. В ходе исследований установлено, что для выбора наиболее рационального способа гашения колебаний мостов, необходимо проанализировать основные характеристики колебательного процесса, среди которых можно выделить: характер колебаний, формы колебаний, частоты колебаний и характер возбуждаемой нагрузки.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СН200-62 Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб [Текст]. – Введ. 1962-04-23. – М. : Трансжелдориздат, 1962. – 308 с.
2. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Чин-

- ні від 2007-02-01. – К. : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
3. ДБН В.2.3-26:2010 Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування [Текст]. – Чинні від 2011-10-01. – К. : Мін регіон буд. України, 2011. – 195 с.
4. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]. – Чинні від 2010-03-01. – К. : Мін регіон буд. України, 2009. – 66 с.
5. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування [Текст]. – Чинні від 2010-03-01. – К. : Мін регіон буд. України, 2009. – 42 с.
6. Артемов, В. Е. К вопросу о точности вычислений в расчетах строительных конструкций [Текст] / В. Е. Артемов, А. С. Распопов // 36. наук. праць Дніпропетровського нац. ун-ту залізн. тр-ту. – Д., 2012. – Вип. 3. – с. 6-8.
7. Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций [Текст]: монография / за ред. М. С. Барабаша. – М. : Издательство АСВ, 2008. – 328 с.
8. Стрелец-Стрелецкий Е. Б. Лира 9.4. Учебное пособие [Текст] : Под ред. академика РААСН, докт. техн. наук, проф. А. С. Городецкого – К. : Издательство «ФАКТ», 2008. – 164 с.
9. Корнеев, М. М. Стальные мосты. Теоретическое и практическое пособие по проектированию [Текст] / М. М. Корнеев. – К., 2003. – 546 с.
10. Металлические конструкции. Элементы конструкций [Текст] / под ред. проф. В. В. Горева. – М. : «Высшая школа», 2004. – 551 с.
11. Бишоп, Р. Колебания: [Текст]: Пер. с англ. 2е изд., перераб. / под ред. Я. Г. Пановко. – М. : Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1979 – 160 с
12. Dion, Cassandra Real-Time Dynamic Substructuring Testing of a Bridge Equipped with Friction-Based Seismic Isolators [Текст] / Cassandra Dion, Najib Bouaanani, M. ASCE, Robert Tremblay and Charles-Philippe Lamarche). – J. Bridge Eng, 17:4-14. – 2012.
13. Барченков, А. Г. Динамический расчёт автодорожных мостов [Текст] / А. Г. Барченков. – М. : Изд-во «Транспорт», 1976. – 199 с.

В. В. МАРОЧКА¹, П. О. ПШИНЬКО², И. В. КЛИМЕНКО³, С. М. ЗАГОРУЛЬКО^{4*}

¹ СПКТБ «Инфратранспроект-ДПТ», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, ел. пошта markay905@gmail.com

² СПКТБ «Инфратранспроект-ДПТ», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, ел. пошта mostoproekt@yandex.ua

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

³ СПКТБ «Інфратранспроєкт-ДІТ», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, ел. пошта klimenkoigor0212@gmail.com

^{4*} СПКТБ «Інфратранспроєкт-ДІТ», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 776 83 10, ел. пошта zaga1010@mail.ru

ДОСЛІДЖЕННЯ ДИНАМІЧНОЇ РОБОТИ АВТОДОРОЖНЬОГО МЕТАЛЕВОГО НЕРОЗРІЗНОГО МОСТУ ПІД ТИМЧАСОВИМ НАВАНТАЖЕННЯМ

Мета. Дослідження дійсної динамічної роботи металеві автодорожньої нерозрізної прогонової будови під сучасним тимчасовим навантаженням, вплив дефектів і конструктивних особливостей мосту на виникнення додаткових динамічних впливів, а також дослідження характеру змін динамічних параметрів після тривалого терміну експлуатації мостової споруди. **Методика.** Проведення динамічних випробувань мосту із застосуванням сучасної тензометричної вимірювальної апаратури, розрахунок конструкцій в відповідності до діючих норм, моделювання роботи прогонової будови за допомогою сучасного програмного комплексу, а також обробка та порівняння експериментальних результатів з розрахунком. **Результати.** На основі проведення комплексу науково-технічних робіт по випробуванню металеві нерозрізної прогонової будови мосту вдалося визначити динамічні фактори, які викликані декількома дефектами, що з'явилися з часом експлуатації, а також особливостями конструкції мосту, які шкідливо впливають на динамічну роботу прогонової будови, в результаті чого підвищується знос металевих елементів її конструкції. **Наукова новизна.** На основі аналізу особливостей динамічної роботи автодорожніх металевих мостів після тривалого терміну їх експлуатації, вдалося вивчити ряд факторів впливу, які дозволяють більш точніше враховувати особливості динамічної роботи подібних мостів при проектуванні, в порівнянні з класичною інженерною методикою використання динамічного коефіцієнта, який регламентує дійсні нормативні документи України. **Практична значимість.** Проведення подібних досліджень дозволяє покращити і розширити можливості використання діючих будівельних норм, а саме, динамічних розрахунків автодорожніх металевих мостів під сучасним тимчасовим навантаженням, а також – враховувати ряд особливостей, які впливають на виникнення додаткових динамічних впливів, які призводять до підвищення інтенсивності зносу їх конструкцій.

Ключові слова: металеві мости; нерозрізні прогонові будови; динамічні розрахунки; фактори впливу на динамічну роботу металевих мостів; випробування мостів

V. V. MAROCHKA¹, P. O. PSHINKO², I. V. KLIMENKO³, S. M. ZAGORULKO^{4*}

¹ STDEB «Infratransproekt-DIT», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, tel. +38 (056) 776 83 10, e-mail markay905@gmail.com

² STDEB «Infratransproekt-DIT», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, tel. +38 (056) 776 83 10, e-mail mostoproekt@yandex.ua

³ STDEB «Infratransproekt-DIT», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, tel. +38 (056) 776 83 10, e-mail klimenkoigor0212@gmail.com

^{4*} STDEB «Infratransproekt-DIT», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, tel. +38 (056) 776 83 10, e-mail zaga1010@mail.ru

RESEARCH OF THE DYNAMIC OPERATION OF ROAD METAL CONTINUOUS BRIDGE UNDER TEMPORARY LOAD

Purpose. Research of the real dynamic of metal road under continuous over the span of modern time load, the influence of defects and structural features on the bridge of additional dynamic effects as well as a character research of dynamic parameters change after long term operation of the bridge structure. **Methodology.** Dynamic testing using modern bridge strain gauge instrumentation, structural analysis in accordance with applicable rules, modeling of the superstructure with a modern software system, as well as processing and experimental results are compared with the calculated values. **Findings.** On the basis of the complex scientific and technical work on a metal test continuous over the span of the bridge was able to determine the dynamic factors caused nearby, appeared with time operation, defects, and design features of the bridge, which adversely affect the dynamic performance of the span, causing increased wear of the metal elements of its construction. **Originality.** Based on the analysis of dynamic fea-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

tures of metal road bridges after a long period of their operation, was able to study a number of influences that allow more accurately account for the dynamic singularity of such bridges in the design, compared with the classical engineering -stock method using the dynamic factor, which is regulated serving the normative documents of Ukraine.

Practical value. This research allows us to improve and expand the opportunities for existing building codes, namely, the dynamical calculations of road metal bridges for modern live loads, as well as – to take into account a number of features that affect the appearance of additional dynamic effects that increase the rate of wear their designs.

Keywords: metal bridges; continuous spans; dynamic analysis; factors influence the dynamic performance of metal bridges; test bridges

Статья рекомендована к публикации д. т. н., проф., В. Д. Петренко, д.т.н., проф. В. Л. Сединым (Украина).

Поступила в редколлегию 15.11.2013.

Принята к печати 28.11. 2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.02

К. В. МЕДВЕДЕВ¹, Ф. В. ЯЦКО^{2*}

¹ Каф. «Мосты и туннели», Национальный транспортный университет, ул. Суворова, 1, Киев, Украина, 01010, тел/факс +38 (044) 280 79 78, эл. почта kvmedvediev@gmail.com

^{2*} Каф. «Мосты и туннели», Национальный транспортный университет, ул. Суворова, 1, Киев, Украина, 01010, тел/факс +380442807978, эл. почта fedor.yatsko@gmail.com

ПРОЧНОСТЬ, НАДЕЖНОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

Цель. Глобальная цель работы заключается в сравнительной оценке прочности, надежности и долговечности железобетонных элементов мостов, проектируемых в соответствии с Национальными нормами и Еврокодом. **Методика.** Теоретическое исследование. **Результаты.** Выполнено сравнение двух моделей. **Научная новизна.** Впервые получены количественные сравнительные оценки моделей. **Практическая значимость.** Формируется аппарат управления надежностью и долговечностью элементов мостов на этапе проектирования.

Ключевые слова: украинские нормы проектирования мостов; Еврокод; аналитическая модель расчета; характеристика безопасности; долговечность

1. Проблема

Большинство стран Европы закончило имплементацию Еврокодов в систему своих национальных стандартов, и подготовили Национальные Дополнения (НД), содержащие определяемые на национальном уровне параметры. Украина также прошла этот путь. Национальным приложением установлен необходимый уровень надежности мостов и их долговечности. Однако практическое применение Еврокодов в проектировании мостов наталкивается на ряд теоретических, организационных и материальных трудностей.

Теоретический базис Еврокодов для нас не есть новым. Концепция предельных состояний в сочетании с коэффициентами надежности развивалась у нас длительное время, начиная с 1950-х годов (Стрелецкий Н. С., 1947 [3], Ржаницын А. Р., 1952 [11], Rzhanytzyn, R. 1957 [4]) и была принята в Национальных нормах проектирования мостов в 1962 году. Сегодня в Украине основная трудность практического применения Еврокодов заключается в ограниченных ресурсах в строительстве.

В процессе подготовки НД мы обнаружили, что несущая способность элементов автодорожных мостов, проектируемых в соответствии с Национальными нормами, есть ниже, чем

проектируемые по Еврокоду, при равной внешней нагрузке и прочностных характеристиках бетона и стали. Это означает, что для сечения железобетонного элемента, проектируемого по Национальным нормам, требуется большее количество арматуры, чем для сечения проектируемого по Еврокоду. В то же время, теоретическая надежность, а, следовательно, и долговечность, оказались выше, чем в Еврокоде 2. Попытка обоснования, неожиданного на первый взгляд, результата исследования представлена в этой статье.

Глобальная цель исследования выполненного в процессе подготовки НД заключалась в количественной оценке «материальной» части уравнений равновесия для сечений элементов, представленных в соответствии с Национальными нормами и с Еврокодом. Одновременно исследовалась надежность и долговечность сечения. Краткое изложение этих исследований представлено ниже. Правая часть уравнений равновесия, которая отражает нагрузочные эффекты, здесь не рассматривается.

2. Аналитические модели напряженно деформированного состояния

Сравнение аналитических моделей расчета железобетонных автодорожных мостов, пред-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ставленное здесь, ограничивается несущей способностью железобетонных элементов на действие изгибающего момента в основном сочетании нагрузок. Исследуется уравнение равновесия:

$$R_{dN} = R_{dE} = E(G) + E(Q), \quad (1)$$

где R_{dN} – сопротивление изгибу элемента вычисленное по Национальным нормам [6]; R_{dE} – сопротивление изгибу элемента вычисленное по Еврокоду [8]; $E(G)$ – нагрузочный эффект от постоянных сил; $E(Q)$ – нагрузочный эффект от временных сил. Здесь, и далее, индекс «N» соответствует переменной национальных норм, а индекс «E» относится к Еврокоду

2.1. Аналитическая модель Национальных норм

В соответствии с моделью Национальных норм изгибная прочность нормальных сечений определяется уравнением (рис. 1):

$$R_{dN} = A_{sN} f_{ykN} / \gamma_{sN} \left[d - 0,5 A_{sN} (f_{ykN} / \gamma_{sN}) / b f_{ckN} / \gamma_{cN} \right] = A_{sN} f_{ykN} / \gamma_{sN} [d - 0,5 x_N], \quad (2)$$

где R_{dN} – сопротивление элемента изгибу; A_{sN} – площадь растянутой арматуры; γ_{sN} – частный коэффициент безопасности для арматуры; d – рабочая высота сечения; f_{ykN} – характеристическое значение предела текучести арматуры; x_N – высота сжатой зоны бетона; γ_{cN} – частный коэффициент безопасности для бетона; f_{ckN} – характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие, которое определяется так:

$$f_{ckN} = \eta R_b \quad (3)$$

где R_b – расчетное призмическое сопротивление бетона на сжатие из [1]; η – коэффициент перехода от призмической прочности к цилиндрической.

Эта модель была принята в нормативных документах Украины уже в 1962 году.

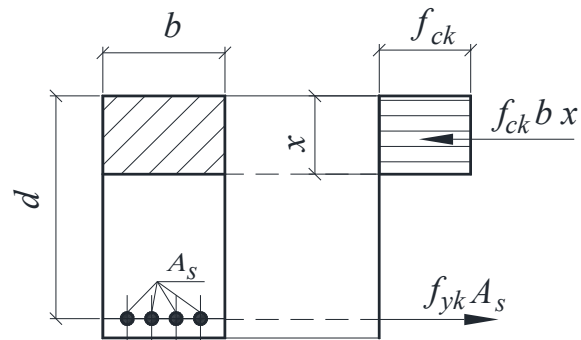


Рис. 1. Поперечное сечение и схема усилий

2.2. Модель Еврокода 2

Еврокод 2 [6] предлагает три возможных варианта модели для расчета на прочность железобетонных элементов (рис. 2). Деформации в сжатой зоне бетона изменяются по линейному закону (рис. 2, а). Напряжения сжатия в бетоне могут быть описаны эпюрой – «парабола – прямоугольник», этот случай считается предпочтительным для расчетов (рис. 2, б). Однако допускается и использование билинейной зависимости (рис. 2, в), а также возможно использование прямоугольной эпюры напряжений (рис. 2, д).

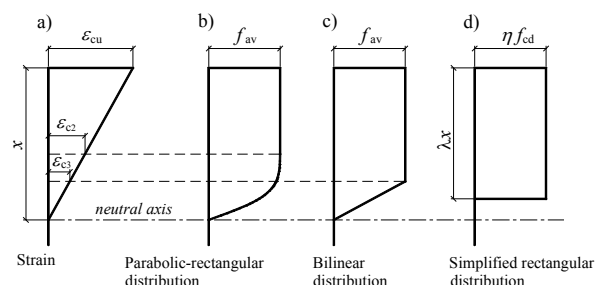


Рис. 2. Эпюры деформаций и напряжений в сжатом бетоне изгибаемого элемента

В модели расчета железобетонных элементов на действие момента, изложенной в Еврокоде 2 [6] используется уравнение в форме аналогичной (2):

$$R_{dE} = A_{sE} f_{ykE} / \gamma_{sE} \left[d - 0,5 A_{sE} (f_{ykE} / \gamma_{sE}) / b f_{av} \right] = A_{sE} f_{ykE} / \gamma_{sE} [d - 0,5 x_E], \quad (4)$$

где A_{sE} – площадь растянутой арматуры; f_{av} – расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии; x_E – высота сжатой зоны бетона. Для эпюр (рис. 2 б, в) расчетное

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

значение предела прочности бетона f_{aV} определяется по [8]. В частности, для прямоугольной эпюры напряжений:

$$f_{aV} = \eta a_{cc} f_{ckE} / \gamma_{cE}, \quad (5)$$

где γ_{cE} – частный коэффициент безопасности для бетона; a_{cc} – коэффициент, учитывающий долгосрочные воздействия, влияющие на прочность, а также неблагоприятные воздействия, связанные со способом приложения нагрузки [7]; γ_{ykE} – характеристическое значение предела текучести арматуры; γ_{sE} – частный коэффициент безопасности для арматуры; коэффициент η здесь принимается равным 1.

2.3. Анализ моделей

Охарактеризуем модели расчета, прежде всего, соотношением высот сжатых зон эпюр сжимающих напряжений в бетоне. Из равенства $R_{dE} = R_{dN}$ получаем:

$$x_E / x_N = 1,218. \quad (6)$$

Площади арматуры, полученные по ДБН В.2.3-14:2006 и Еврокоду 2 оценим приближенно, используя уравнения (2) и (4) (для прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне бетона):

$$A_{sN} = \frac{\gamma_{sN}}{f_{yk}} \frac{R_{dN}}{(d - \frac{x_N}{2})} = \frac{1,27}{f_{yk}} \frac{R_{dN}}{(d - \frac{x_N}{2})}; \quad (7)$$

$$A_{sE} = \frac{\gamma_{sE}}{f_{yk}} \frac{R_{dE}}{(d - \frac{x_E \cdot 1,218}{2})} = \frac{1,15}{f_{yk}} \frac{R_{dE}}{(d - \frac{x_E \cdot 1,218}{2})}, \quad (8)$$

где γ_{sE} – частный коэффициент безопасности для арматуры по Еврокоду ($\gamma_{sE} = 1,15$); γ_{sN} – частный коэффициент безопасности для арматуры по ДБН В.2.3-14:2006 ($\gamma_{sN} = 1,27$).

Учитывая что $R_{dE} = R_{dN}$ (1) из равенств (7), (8) получаем приближенную оценку отношения площади растянутой арматуры вычисленной по Национальным нормам к арматуре определенной по Еврокоду 2:

$$\frac{A_{sN}}{A_{sE}} = \frac{1,27 z_E}{1,15 z_N} \approx \frac{1,27}{1,15} = 1,104, \quad (9)$$

где плечо внутренней пары сил

$$z_E = (d - \frac{x \cdot 1,218}{2}) \text{ и } z_N = (d - \frac{x}{2}).$$

Как видно из (7), (8) количество растянутой арматуры зависит от частных коэффициентов безопасности для арматуры. Еврокод 2 предусматривает единственное значение частного коэффициента безопасности для арматуры $\gamma_{sE} = 1,15$. ДБН В.2.3-14:2006 установлены значения частных коэффициентов безопасности в пределах $\gamma_{sN} = 1,114 \dots 1,361$. Таким образом, соотношение (11) изменяет свое значение только в зависимости от γ_{sN} .

Характеристические и расчетные сопротивления арматуры на растяжение для классов арматуры в соответствии с ДБН В.2.3-14:2006 приведены в табл. 1.

Таблица 1

Характеристические и расчетные
сопротивления арматуры

Класс арматуры	f_{yk} , МПа	f_{yk} , МПа	γ_{sN}
AIII	390	350	1,114
AIV	590	465	1,269
AV	785	600	1,308
BII (Ø3)	1490	1180	1,263
BII (Ø 4)	1410	1120	1,259
BII (Ø 5)	1335	1055	1,265
BII (Ø 6)	1225	995	1,231
K7 (Ø 9)	1375	1090	1,261
K7 (Ø 12)	1335	1055	1,265
K7 (Ø 15)	1395	1025	1,361

3. Анализ надежности

Уровень надежности, соответствующий двум рассматриваемым моделям расчета сечений, оценим частными коэффициентами надежности. По определению, частный коэффициент надежности определяется как отношение между расчетным значением и характеристическим. Для сопротивления изгибу R железобетонной балки эта величина имеет вид:

$$\gamma_R = R_k / R_d, \quad (10)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

где R_k – характеристическое значение и R_d – расчетное значение сопротивления изгибу элемента, γ_R – частный коэффициент безопасности элемента.

Характеристическое значение R_k и расчетное значение R_d в случае логнормального распределения [2], [7], [10] определяются следующим образом:

$$R_k = \mu_R \exp(-1,645 \cdot V_s), \quad (11)$$

$$R_d = \mu_R \exp(-\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R), \quad (11a)$$

где μ_R – среднее значение переменной сопротивления R , V_R – коэффициент вариации элемента, V_s – коэффициент вариации арматуры, α_R – коэффициент чувствительности и β – характеристика безопасности.

Подставляя (11) и (11a) для R в (10), получим частный коэффициент безопасности γ_R переменной сопротивления R :

$$\gamma_R = \exp(-1,645 \cdot V_s) / \exp(-\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R) = \exp(\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R - 1,645 \cdot V_s), \quad (12)$$

$c \cdot \alpha_R = 0,8$ [9]. Коэффициент вариации V_R определяется общей формулой математической статистики:

$$V_R = \left(\sum_i V_{Ri}^2 + \sum_i V_{Ri}^2 \cdot V_{R(i-1)}^2 \right)^{0,5}, \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (13)$$

где V_{Ri} – коэффициенты вариации статистической модели элемента; n – количество коэффициентов вариации в статистической модели элемента.

Уравнение (12) является базисом для сравнительного анализа, представленного ниже. Характеристика безопасности β в функции частного коэффициента безопасности элемента γ_R выраженная через параметры (12) определяется так:

$$\beta(\gamma_{Rn}) = [\ln(\gamma_R) + k \cdot V_s] / \alpha_R \cdot V_R. \quad (14)$$

В табл. 2 представлены статистические модели сопротивления изгибу R железобетонной балки.

Зависимость характеристики безопасности β (14) от проектных частных коэффициентов безопасности элементов по ДБН В.2.3-14:2006 γ_{RN} и по Еврокоду 2 γ_{RE} показаны на графике рис. 3 и в табл. 3.

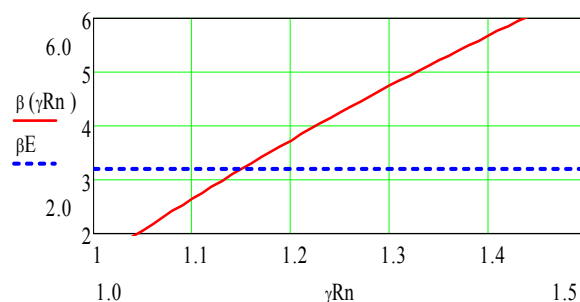


Рис. 3. Графики проектной характеристики безопасности

На рисунке (см. рис. 3) $\beta(\gamma_{Rn})$ – проектная характеристика безопасности β_N в соответствии с ДБН В.2.3-14:2006 для диапазона частного коэффициента безопасности элемента $\gamma_{RN} = 1,11 \dots 1,36$ и $V_{sN} = 0,09$. β_E проектная характеристика безопасности β_E в соответствии с Еврокодом 2 при $\gamma_{RE} = 1,15$ и $V_{sE} = 0,054$.

В ДБН В.2.3-14:2006 частные коэффициенты надежности γ_{sN} зависят от типа арматуры (см. табл. 1) тогда как Еврокод 2 предлагает для γ_{sE} единственное значение. Из таблицы (см. табл. 3) видно, что проектный частный коэффициент надежности для трех типов арматуры по Национальным нормам, больше, чем по Еврокоду $\gamma_{sN} > \gamma_{sE}$, соответственно и характеристика безопасности элемента – $\beta_{RN} > \beta_{RE}$.

4. Долговечность элемента

Вероятностный анализ долговечности элемента выполним используя стохастическую функцию деградации, принятую в системе эксплуатации автодорожных мостов для прогноза остаточного ресурса элементов [2]:

$$P(t) = 1 - 0,008333(\lambda \cdot t)^5 \exp(-\lambda \cdot t), \quad (15)$$

где $P(t)$ – надежность, вероятность того, что не будет достигнуто граничное состояние; λ – параметр, скорость деградации; t – время процесса.

Таблица 2

Вероятностные модели переменных сопротивления

Описание переменной		Распределение	ДБН [1]		Еврокод 2 [7]	
Символ	Переменная		Частный коэффициент безопасности, γ_{RN}	Коэффициент вариации, V	Частный коэффициент безопасности, γ_{RE}	Коэффициент вариации, V
f_Y	Предел текучести стали	Лог-нормальное	1,11...1,36	0,070	1,15	0,054
f_C	Предел прочности бетона на сжатие	Лог-нормальное	1,94...2,04	0,082...0,090	1,5	0,150
V_M	Неопределенность модели	Нормальное		0,050		0,050
V_g	Неопределенность геометрии	Нормальное		0,050		0,050

Таблица 3

Зависимость характеристики безопасности β от проектных частных коэффициентов надежности элементов

ДБН В.2.3-14:2006			Еврокод 2		
Коэффициент вариации арматуры, V_{sN}	Частный коэффициент надежности, γ_{sN}	Характеристика безопасности элемента, β_{RN}	Коэффициент вариации арматуры, V_{sE}	Частный коэффициент надежности, γ_{sE}	Характеристика безопасности элемента, β_{RE}
0,09	1,114	2,80	0,054	1,150	3,21
0,08	1,269	4,33			
0,07	1,308	4,82			
0,06	1,361	5,48			

Стохастическая надежность (15) связана с характеристикой безопасности нормальной функцией распределения:

$$P(t) = \Phi - (\beta_t), \quad (16)$$

где $\Phi(\cdot)$ – нормальная функция распределения; (β_t) – переменная во времени характеристика безопасности $(\beta_t) = \beta(t)$.

Ставится задача оценки ресурса элемента на стадии проектирования. Прогноз ресурса выполнен по модели деградации (16) при заданной скорости деградации $\lambda = 0,02$.

На графиках рис. 4 приведены кривые прогноза ресурса при проектных значениях характеристик безопасности: $\beta_{01} = 4,33$ – в расчетах по ДБН В.2.3-14:2006, арматура класса АIV;

$\beta_{02} = 3,21$ – в расчетах по Еврокоду 2, арматура В500В. Как и следовало ожидать, ресурс элемента при более высокой проектной надежности (кривая $P1(t)$ см. рис. 4) выше. Оценка ресурса в годах приведена в табл. 4.

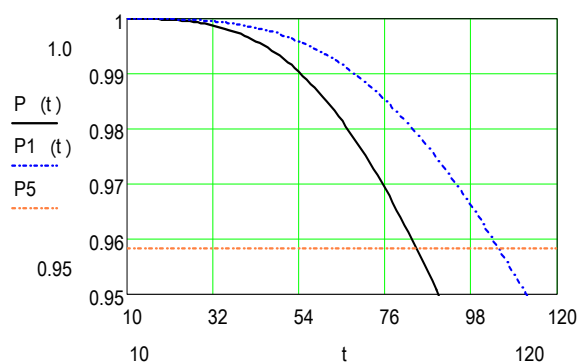


Рис. 4. Графики деградации элемента

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

На рисунке (см. рис. 4) $P(t)$ – кривая деградации при проектной характеристике безопасности $\beta_{02} = 3,21$; $P1(t)$ – кривая деградации при проектной характеристике безопасности $\beta_{01} = 4,33$; $P5$ – граничное значение характеристик безопасности (β_i) = 1,74 (граничное значение $Pt = 0,9583$).

Таблица 4

Оценка ресурса

Проектная характеристика безопасности, β_0	Проектная надежность, P_0	Ресурс, лет
4,33	0,99999	84
3,80	0,99990	98
3,21	0,99900	105

Заметим, что полученная, чисто вероятностная оценка долговечности, является достаточно условной и служит только целям сравнительного анализа. Принятая здесь скорость деградации $\lambda = 0,02$ несколько не отражает влияния окружающей среды, особенностей транспортного потока и качества эксплуатационных мероприятий. В нормативном документе [2] этот управляющий параметр определяется для каждого элемента на основании обследований и истории эксплуатации.

5. Пример

Рассмотрим элемент железобетонной балки моста прямоугольного сечения. Сечение показано на рис. 5. Геометрические характеристики сечения следующие: $h = 1,5$ м, $b = 1,4$ м, $a_s = 0,056$ м.

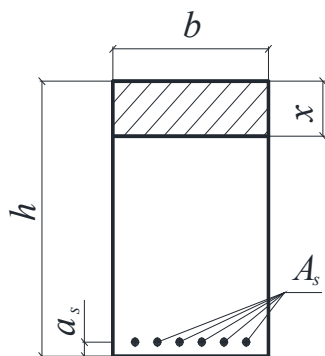


Рис. 5. Сечение железобетонной балки моста

Арматура по ДБН В.2.3-14:2006 принята класса AIV, бетон В35, по Еврокоду 2 – арматура B500B, бетон C35/40. Изгибающий момент от постоянных и временных нагрузок в сечении $M = 3134$ кНм. Характеристики материалов приведены в табл. 5.

Из уравнения (2) определена площадь растянутой арматуры по модели ДБН В.2.3-14:2006 [1]: $A_{sN} = 48,25$ см².

Таблица 5

Характеристики материалов

Характеристики	Бетон		Арматура	
	ДБН В.2.3-14:2006 [1]	Еврокод 2 [7]	Национальные нормы [1]	Еврокод 2 [7]
Характеристические сопротивления, МПа	35	35	590	590
Частные коэффициенты безопасности, γ	2,000	1,500	1,269	1,150
Коэффициенты вариации, V	0,090	0,150	0,070	0,054

Из уравнения (4) получаем три значения площади растянутой арматуры A_{sE} соответствующие моделям Еврокода 2 [6]. Для эпюры сжатой зоны в виде «парабола – прямоугольник» (см. рис. 2, b) – $A_{sE1} = 43,554$ см², для билинейной эпюры (см. рис. 2, c) – $A_{sE2} = 43,566$ см², и для прямоугольной эпюры (см. рис. 2, d) – $A_{sE1} = 43,518$ см². Полученные результаты подтверждают приближенную оценку (9):

$$\begin{aligned} A_{sN} / A_{sE1} &= 1,108; \\ A_{sN} / A_{sE2} &= 1,108; \quad A_{sN} / A_{sE3} = 1,109. \end{aligned} \quad (14)$$

Для рассматриваемого примера была также вычислена надежность элемента. Вычисленные параметры надежности по Национальным нормам и по Еврокоду представлены в табл. 6.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Таблица 5
Сравнение параметров надежности

Наименование параметра	ДБН В.2.3-14:2006 [1]	Еврокод 2 [7]
Коэффициент вариации арматуры, V_{sN}, V_{sE}	0,070	0,054
Частный коэффициент безопасности арматуры, γ_{sN}, γ_{sE}	1,269	1,150
Частный коэффициент безопасности элемента, γ_{RN}, γ_{RE}	0,099	0,089
Характеристика безопасности, β_{RN}, β_{RE}	4,44	3,21

6. Выводы

Выполненное исследование показывает, что украинская система нормативных документов по расчету железобетонных элементов автодорожных мостов обеспечивает больший уровень надежности по сравнению с Еврокодом. Причина кроется в более высоких частных коэффициентах безопасности арматуры (см. табл. 1). В реальном проектировании по Национальным нормам [1] значение проектной характеристики безопасности в основном сочетании нагрузок по прочности оказывается выше, чем по Еврокоду (см. табл. 5).

В работе показано, что модель Еврокода [6] расчета по прочности дает проектное значение требуемой арматуры меньше чем модель Национальных норм [1]. Оценка увеличения площади арматуры дается выражением (9) и составляет $\approx 10\%$. Этот факт является результатом того, что надежность железобетонных сечений элементов мостов по Еврокоду 2 ниже, чем по Национальным нормам ($\gamma_{sE} = 1,15 < \gamma_{sN} = 1,27$). Характеристика безопасности по Еврокоду 2 оказывается ниже общих рекомендаций Еврокода [5]: $\beta_N = 3,21 < \beta_{arg} = 3,8$. Это подтверждается проведенными исследованиями в этой работе и исследованиями других авторов, например, [9].

Проектный ресурс элемента, проектируемого по ДБН В.2.3-14:2006 [1] оказывается выше, чем по Еврокоду 2 [7].

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Чинні від 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
2. ДСТУ-Н Б В.2.2-23:2009. Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [Текст]. – Чинні від 2009-11-11. – К.: Мінрегіонбуд, 2009. – 49 с.
3. Стрелецкий, Н. С. Анализ процесса разрушения упругопластической системы [Текст] / Н. С. Стрелецкий // Сб. науч. трудов Моск. инж. строит. ин-та. Инженерные конструкции. Под ред. Н. С. Стрелецкого. – М., 1947. – № 5.
4. Ржаницын, А. Р. Применение статистических методов в расчетах сооружений на прочность и безопасность [Текст] / А. Р. Ржаницын // Строительная промышленность, 1952. – № 6.
5. EN 1990:2002 Eurocode – Basis of structural design. European Committee for Standardization. Brussels [Текст]. – 2003.
6. EN 1992 -1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures [Текст]: Part 1: General rules and Rules for Buildings. Final Draft. Decembe. – 2004.
7. EN 1992-2:2005 Eurocode 2 – Design of concrete structures [Текст]. – Concrete bridges. – Design and detailing rules.
8. Hendy, C. R. Designers guide to EN 1992-2. EUROCODE 2: Design of concrete structures [Текст]: Part 2: Concrete bridges / C. R. Hendy, D. A. Smith.
9. Holicky, M. Partial factors for assessment of existing reinforced concrete bridges [Текст] / M. Holicky, J. Markova, M. Sykora // Proceedings of the 6th International Probabilistic Workshop, Darmstadt, 2008.
10. ISO 2394, 1998. General principles on reliability for structures [Текст]: 2nd edn. – Geneva, Switzerland: ISO.
11. Rzhnitsyn, R. (1957) It is Necessary to Improve the Standards of Building Structures [Текст] / R. Rzhnitsyn // A Statistical Method of Design of Building Structures, Allan, D.E. (transl.), Technical Translation. – No. 1368 – National Research Council of Canada, Ottawa.

К. В. МЕДВЕДЕВ¹, Ф. В. ЯЦКО^{2*}

¹ Каф. «Мости і тунелі», Національний транспортний університет, вул. Суворова, 1, Київ, Україна, 01010, тел/факс +38 (044) 280 79 78, ел. пошта kvmedvediev@gmail.com

^{2*} Каф. «Мости і тунелі», Національний транспортний університет, вул. Суворова, 1, Київ, Україна, 01010, тел/факс +380442807978, ел. пошта fedor.yatsko @ gmail.com

МІЦНІСТЬ, НАДІЙНІСТЬ І ДОВГОВІЧНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ АВТОДОРОЖНІХ МОСТІВ

Мета. Глобальною метою роботи є порівняльна оцінка міцності, надійності і довговічності залізобетонних елементів мостів, що проектуються у відповідності до Національних норм і Єврокоду. **Методика.** Теоретичне вишукування. **Результати.** Виконано порівняння двох моделей. **Наукова новизна.** Вперше отримані кількісні порівняльні оцінки моделей. **Практична значимість.** Формується апарат управління надійністю і довговічністю елементів мостів на етапі проектування.

Ключові слова: українські норми проектування мостів; Єврокод; аналітична модель розрахунку; характеристика безпеки; довговічність

K. V. MEDVEDEV¹, F.V. YATSKO^{2*}

¹ Dept. of Bridges and Tunnels, National Transport University, 1 Suvorov str., Kyiv, Ukraine, 01010, tel/fax: +38 (044) 280 79 78, e-mail kvmedvediev@gmail.com

^{2*} Dept. of Bridges and Tunnels, National Transport University, 1 Suvorov str., Kyiv, Ukraine, 01010, tel/fax: +380442807978, e-mail fedor.yatsko @ gmail.com

STRENGTH, RELIABILITY AND DURABILITY OF REINFORCED CONCRETE HIGHWAY BRIDGE ELEMENTS

Purpose. The global objective of the work is a comparative evaluation of strength, reliability and durability of concrete bridge elements, designed in accordance with National standards and Eurocodes. **Methodology.** Theoretical study. **Findings.** The comparison of the two scientific models. **Originality.** First quantitative comparative evaluation of models. **Practical value.** Forming apparatus to control reliability and durability of bridge elements in design phase.

Keywords: Ukrainian bridge codes; Eurocode; analytical model; reliability factor; durability

Стаття рекомендована к публікації д.т.н., проф. В. Гуляев (Україна).

Поступила в редколлегию 05.11.2013.

Принята к печати 28.11.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.191.044

В. И. ПЕТРЕНКО^{1*}, В. Д. ПЕТРЕНКО^{2*}

^{1*} Публичное акционерное общество «Киевметрострой», ул. Прорезная, 8, Киев, Украина, 01601, тел. +38 (044) 455 23 00, эл. почта petrenko@metrobud.kiev.ua

^{2*} Каф. «Тоннели, основания и фундаменты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (050) 708 60 59, эл. почта petrenko@diit.ua

ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ ХИМИЧЕСКОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КИЕВСКОГО МЕТРОПОЛИТЕНА

Цель. Актуальным для тоннелей мелкого заложения является закрепление слабых водонасыщенных грунтов в их основаниях с помощью различных химических реагентов. В связи с этим принято широко использовать химическое армирование грунтов на основе бурсмесительной технологии. Ее сущность заключается в том, что в грунтах пробуриваются скважины, в которые погружаются иньекторы с вращающимся монитором, через которые осуществляется нагнетание вяжущих в виде смеси цемента, жидкого стекла и других компонентов. Это обеспечивает образование грунтоцементных или грунтосиликатных конструкций, которые существенно укрепляют грунтовые массивы, увеличивая их прочностные характеристики. **Методика.** Используя существующие положения о закреплении слабых грунтов химическими способами, необходимо аналитическим путем найти решение задачи о повышении несущей способности грунтовых массивов в условиях высокой степени обводненности. **Результаты.** На основе анализа данных исследований по закреплению грунтов установлено, что в современных условиях для усиления грунтовых слабых оснований необходимо использовать метод перемешивания грунта с вяжущими веществами, которые подаются под определенным давлением внутрь грунта. **Научная новизна.** Исследованы параметры несущей способности химически закрепленных грунтов для предотвращения погружения механизированного щита. **Практическое значение.** Химическое закрепление грунтов путем применения бурсмесительной технологии получило широкое распространение на практике для укрепления оснований и фундаментов в гидротехническом, промышленном, гражданском и транспортном строительстве.

Ключевые слова: несущая способность грунта; расчетное сопротивление грунта; химическое закрепление; котлован; механизированный щит

Введение

В течение последних десятилетий при переходе на мелкое заложение тоннелей метрополитена возникла проблема их строительства и дальнейшей эксплуатации в сложных инженерно-геологических условиях, особенно в слабых водонасыщенных грунтах. При этом такие грунты проявляют реологические свойства, оказывающие влияние на их просадочную способность особенно при строительстве.

В связи с этим принято широко использовать армирование грунтов с помощью буросмешивающей технологии. Ее сущность заключается в том, что в грунтах пробуриваются скважины, в которые погружаются иньекторы с вращающимся монитором или же неподвижные, через которые осуществляется нагнетание

вяжущих в виде цемента, жидкого стекла и других компаундов, что обеспечивает образование грунтоцементных или грунтосиликатных конструкций, которые существенно укрепляют грунтовые массивы, увеличивая их прочностные характеристики. В данной бурсмесительной технологии для нагнетания использовалось низкое и среднее давление [1, 2], что отличает ее от новой технологии jet grouting [3], в которой значение давления составляет порядка сотен атмосфер. Поэтому бурсмесительная технология получила широкое распространение для укрепления оснований и фундаментов в гидротехническом, промышленном, гражданском и транспортном строительстве [4-6].

В современных условиях для усиления грунтовых конструкций, в том числе и на слабом основании, используется метод перемеще-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

вания на глубине слабого грунта с вяжущими веществами, которые подаются внутрь грунта. За счет этого происходит уплотнение. Наиболее часто, в качестве вяжущих веществ, применяется смесь жидкого стекла и цемента или извести с цементом. При этом создаются новые конструктивные элементы в виде несущих полужестких грунтовых колонн, которые называются стабилизационными.

Таким образом, суть метода заключается в том, что в слабом грунте при помощи специальной техники происходит изготовление упрочненных стабилизационных колонн, в результате чего получают несущие грунтовые элементы, которые воспринимают давление от вышерасположенных объектов.

Цель

Вместе с тем, при строительстве тоннелей и метрополитенов эта технология начала применяться, но в ограниченных объемах. Кроме того, она недостаточно теоретически обоснована. Возник также ряд проблемных вопросов при движении механизированных тяжеловесных установок под землей в слабых грунтах. Поэтому в данной работе представлены исследования устойчивости проходческих щитов при движении, и особенно при выходе на трассу со слабыми грунтами из котлованов с устойчивым основанием, выполненным с помощью буринъекционной технологии, для проходки перегонных тоннелей.

Методика

Стабилизация слабого грунта может выполняться путем устройства сплошных массивов или отдельных колонн стабилизации. При этом вяжущее вещество может быть внедрено в грунт двумя способами: 1) «сухим», когда сухой порошок взаимодействует химически с поровой водой, снижая влажность грунта; 2) «мокрым», когда используется гидросмесь (пульпа) вяжущего вещества и воды.

Преимущество такого метода заключается в экономии материала-заполнителя, поскольку слабый грунт не удаляется, а только смешивается с вяжущими материалами, в результате чего увеличивается жесткость и уменьшаются осадки до допустимых значений.

Таким образом, использование методов глубинной стабилизации позволяет решать задачи по усилению слабых грунтов.

Изложение основного материала

При строительстве в г. Киеве Курневско-Красноармейской линии метрополитена возникла проблема ввода проходческих щитов типа «Херренкнехт» и «Вирт» в станцию и их вывода из станций. Проблема была обусловлена низкой плотностью и высоким уровнем обводненности плывучих супесей, насыщенных водой песков, суглинков мягкоплывучеplastичных и супесей плывучих, находящихся за пределами котлована. Это могло привести к неустойчивому поведению при продвижении щитов при прохождении этих участков. В результате было принято решение выполнить химическое закрепление четырех участков массивов за пределами «стен в грунте» станций по трассе станция «Демеевская» – станция «Выставочный центр».

На основании ранее проведенных исследований по химическому закреплению грунтов по трассе Сырецко-Печерской линии от станции «Харьковская» до станции «Бориспольская» с использованием комбинированного способа, включающего силикатизацию и цементацию путем инъектирования жидкого стекла, цемента и раствора хлористого кальция [7, 8], было принято решение об его применении на указанном участке трассы.

Отличие технологий закрепления заключалось в их целевом назначении. В первом варианте химическое закрепление выполнялось для исключения опасных осадков грунта под перегонными тоннелями за счет явления виброползучести. Во втором варианте реализации технологии необходимо было закрепить грунт за пределами станционных котлованов, огражденных «стеной в грунте», и исключить потопление щита при подходе к станции и выходе из нее. С этой целью на каждом участке с поверхности по трассе перегонных тоннелей были пробурены скважины станками УГБ-1ВС диаметром 95 мм и глубиной 16 м (рис. 1). Скважины в количестве 66 шт. на каждом участке располагали в 6 рядов в шахматном порядке на расстоянии 1,5 м друг от друга. После этого в скважину вставляли инъектор диаметром 42 мм с вращающимся на его конце монитором, по

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

которому подавался раствор жидкого стекла, хлористого кальция и цемента в соотношении 8,90:1,0:4,85 (рис. 2).

При этом происходила остановка подъема иньектора на пяти участках по 2 м каждый и интенсивное нагнетание раствора при враща-

ющемся мониторе. По данным технологической оценки вокруг каждой скважины образовывался цилиндр общей высотой 10 м с пятью выпуклостями, максимальный размер которых по горизонтали достигал 1400...1500 мм.

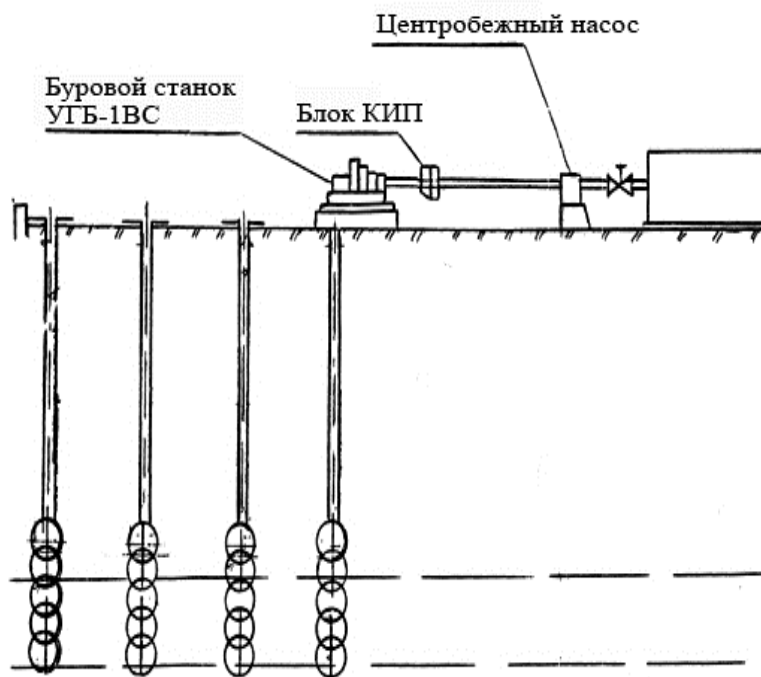


Рис. 1. Схема расположения скважин

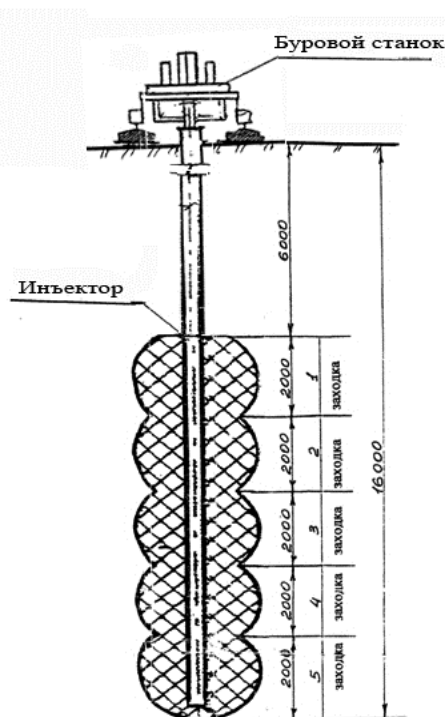


Рис. 2. Схема инъекционной скважины

Таким образом, происходило перекрытие цилиндров и образование закрепленных призм длиной 18 м, шириной 8 м и высотой 10 м (рис. 3). Это позволяет добиться увеличения прочности слабого грунта за счет повышения стабильности оснований и увеличения их несущей способности, что наиболее важно при щитовой проходке.

По технологическим условиям щит, выходя за пределы ограждения котлована в виде «стены в грунте», разрабатывал при этом укрепленный грунт и устойчиво продвигался далее по трассе. Таким образом, можно свидетельствовать об улучшении деформационных свойств слабых грунтов, снижении осадок поверхности, увеличении динамической жесткости и исключении такого явления как виброползучесть.

При этом средние расчетные характеристики армированного грунта имеют следующие значения:

- удельный вес грунта – $19,3 \text{ кН/м}^3$;
- удельное сцепление – $36,15 \text{ кПа}$;
- угол внутреннего трения – 21° .

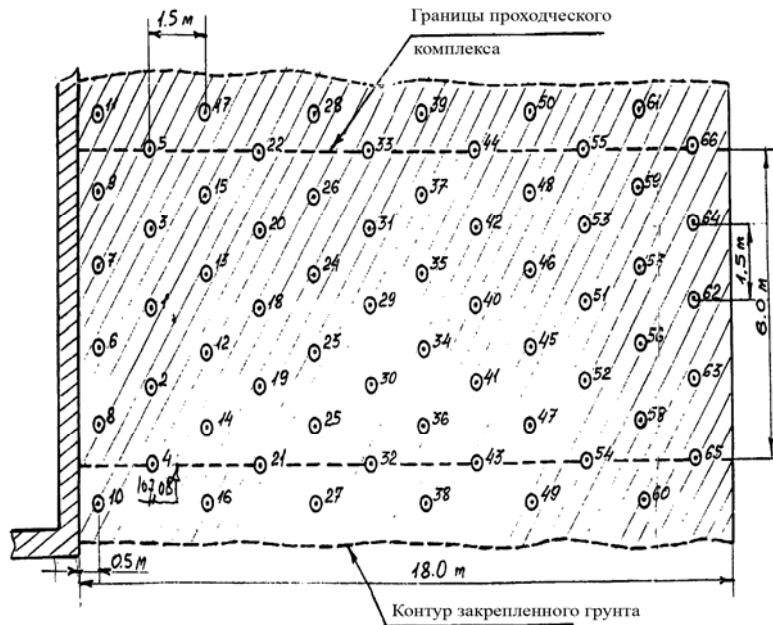


Рис. 3. Массив закрепленного грунта

Расчетное сопротивление нескального грунта под щитом можно определить по формуле из работы [9]:

$$R = 1,7 \{ R_0 [1 + K_1(b-2) + K_2\bar{\gamma}(d-3)] \} \quad (1)$$

где R_0 – условное значение сопротивления сжатию грунта под щитом, кПа; принимается из таблицы работы [9] при показателе текучести $I_L = 0,4$ – $R_0 = 147$ кПа; b – ширина нижней части, принимаемая равной диаметру щита $b = D$ (при $b > 6$ принимаем $b = 6$ м); d – расстояние от поверхности до нижней части щита, м; $\bar{\gamma}$ – среднее по пластам расчетное значение удельного веса грунта, определяемое по формуле $\bar{\gamma} = \sum \gamma_i h_i / \sum h_i$; γ_i – значение удельного веса по i -ому пласту грунта, кН/м³; h_i – мощность i -ого пласта грунта, м; K_1 и K_2 – коэффициенты, принимаемые из таблиц работы [9].

Определим среднее значение нагрузки на грунтовое основание под щитом по формуле:

$$P = \sum N \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}, \quad (2)$$

где $\sum N$ – суммарная вертикальная нагрузка на грунтовое основание под щитом, включаю-

щая его вес и внешнюю нагрузку от вышележащего над щитом грунта:

$$\sum N = \gamma H + \frac{Q_{щ}}{A}, \quad (3)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, равный для слабых малосвязных грунтов 0,9; – коэффициент надежности, равный 1,2; $Q_{щ}$ – вес щита, определяемый по формуле $Q_{щ} = k(36D_{щ}^2 - 100)$; k – коэффициент запаса, равный для механизированных щитов 1,5; $D_{щ}$ – диаметр щита «Херренкнехт», равный 6,3 м; A – площадь поверхности щита в плане, при длине щита 6,3 м равная

$$A = D_{щ} L_{щ} = 6,3 \times 6,3 = 39,69 \text{ м}^2.$$

Подставляя значения параметров в формулы (1) и (2), получим следующее:

$$P = 308 + 50 < \frac{\gamma_c R}{\gamma_n} = 1105,5 \frac{0,9}{1,2}. \quad (4)$$

Следовательно, среднее значение величины нагрузки на грунтовое основание под щитом $P = 358$ кПа существенно меньше расчетного сопротивления грунта под щитом с учетом коэффициентов условий работы и надежности, равного $R = 829$ кПа.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Следует отметить, что в современном ДБН по основаниям и фундаментам [10] величина расчетного сопротивления для маловлажных, влажных и насыщенных водой песков составляет 300...500 кПа, то есть в случае принятия табличных данных из ДБН величина нагрузки на грунтовое основание под щитом будет в пределах указанных данных.

Результаты

В результате выполненных исследований по обоснованию параметров химического закрепления грунтов при строительстве Киевского метрополитена установлено следующее:

1. В современных условиях для усиления грунтовых оснований находит широкое применение метод перемешивания на глубине слабого грунта с вяжущими веществами, которые подаются под давлением внутрь его.

2. Доказано, что стабилизация слабого грунта может выполняться путем устройства сплошных массивов или отдельных колонн в них. При этом вяжущее вещество нагнетается в грунт двумя способами: 1) «сухим», когда сухой порошок взаимодействует с поровой водой и при смешении с грунтом существенно его укрепляет; 2) «мокрым», когда используется гидросмесь (пульпа) вяжущего и воды и создается при ее внедрении в грунт и перемешивании усиленная смесевая конструкция.

Выводы

1. На основании ранее проведенных исследований по химическому закреплению грунтов по трассе Сырецко-Печерской линии с использованием комбинированного способа, включающего силикатизацию и цементацию путем инъецирования жидкого стекла, цемента и раствора хлористого кальция, было принято решение об его применении при строительстве Куреневско-Красноармейской линии метрополитена в г. Киеве.

2. Отличие технологий закрепления заключалось в их целевом назначении. В первом варианте химическое закрепление выполнялось для исключения опасных осадков грунта под перегонными тоннелями за счет явления виброползучести. Во втором варианте реализации технологии необходимо было закрепить грунт за пределами станционных котлованов, ограж-

денных «стеной в грунте», и исключить потопление щита при подходе к станции и выходе из нее.

3. На основании проведенных аналитических исследований установлено, что с учетом увеличения прочностных характеристики инъецированных грунтов и бокового давления на щит, что будет идти в запас прочности от погружения в грунт, было гарантировано нормальное прохождение щитов в слабых грунтах при их выходе из котлована, огражденного «стеной в грунте».

4. Таким образом, в современных условиях разработаны расчетные положения и реализована технология выхода механизированных щитов из монтажной камеры, находящейся в торце котлована, подготовленного для строительства станций мелкого заложения Киевского метрополитена.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Крыжановская, О. Г. Закрепление оснований инъецированием [Текст] / О. Г. Крыжановская // Труды Дальневосточного государственного технического университета, 2005. – № 139. – С. 203-207.
2. Оржеховский, Ю. Р. Инъекционное закрепление просадочных грунтов (метод контурной обоймы) [Текст] / Ю. Р. Оржеховский, В. В. Лушников, Р. Я. Оржеховская // Академический вестник УралНИИпроект РААСН, 2011. – № 3. – С. 70-73.
3. Shibazaki, M. State of Practice of Jet Grouting [Текст] / M. Shibazaki // Grouting and Ground Treatment: Proceedings of the Third International Conference. New Orleans, Louisiana, 2003. – Volume 1. – P. 198-217.
4. Harris, R. R. W. Construction of a jet mix cut-off of Thika Dam. Kenya. [Текст] / R. R. W. Harris, J. Morey // Proc. Conf. Grouting in the Ground. Bell A. L. ed. Inst. Of Civil Engineers. London. 2004. – P. 155-171.
5. Черняков, А. В. Струйная цементация грунтов при строительстве в условиях плотной городской застройки [Текст] / А. В. Черняков // Наука и техника в дорожной отрасли, 2011. – № 3. – С. 10-14.
6. Гришко, Д. А. Перспективы применения струйной цементации в городском подземном строительстве с целью снижения экологических рисков [Текст] / Д. А. Гришко, М. Н. Шуплик, Е. Ю. Куликова // Научный вестник Москов-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

- ского государственного горного университета, 2011. – № 9. – С. 16-22.
7. Петренко, В. И. Надёжность способов закрепления грунтов при эксплуатации перегонных тоннелей Киевского метрополитена [Текст] / В. И. Петренко, В. Д. Петренко, Г. К. Савинков // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Д. : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2011. – Вип. 35. – С. 135-139.
 8. Петренко, В. И. Современные способы закрепления грунтов при эксплуатации перегонных тоннелей Киевского метрополитена [Текст] / В. И. Петренко, В. Д. Петренко // Тези 71 Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту», 14-15 квітня 2011 р., м. Дніпропетровськ. – Д. : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2010. – С. 226.
 9. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Чинні від 2007-02-01. – К. : Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
 10. ДБН В.2.1-10:2009. Об'єкти будівництва та промислової продукції будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. [Текст]. – Чинні від 2009-01-07. – К. : Мін регіон буд. України, 2009. – 107 с.

В. І. ПЕТРЕНКО^{1*}, В. Д. ПЕТРЕНКО^{2*}

^{1*} Публічне акціонерне товариство «Київметробуд», вул. Прорізна, 8, Київ, Україна, 01601, тел. +38 (044) 455 23 00, ел. пошта petrenko@metrobud.kiev.ua

^{2*} Каф. «Тунелі, основи і фундаменти», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (050) 708 60 59, ел. пошта petrenko@diit.ua

ОБҐРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ ХІМІЧНОГО ЗАКРІПЛЕННЯ ҐРУНТІВ ПРИ БУДІВНИЦТВІ КИЇВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ

Мета. Актуальним для тунелів мілкового закладення є закріплення слабких водонасичених ґрунтів в їх основах за допомогою різних хімічних реагентів. У зв'язку з цим прийнято широко використовувати хімічне армування ґрунтів на основі бурозмішувальної технології. Її суть полягає у тому, що в ґрунтах пробурюють свердловини, в які занурюються ін'єктори з монітором, що обертається, через які здійснюється нагнітання в'язучих у вигляді суміші цементу, рідкого скла і інших компонентів. Це забезпечує утворення ґрунтоцементних або ґрунтосилікатних конструкцій, які суттєво укріплюють ґрунтові масиви, збільшуючи їх міцнісні характеристики. **Методика.** Використовуючи існуючі положення про закріплення слабких ґрунтів хімічними способами, необхідно аналітичним шляхом знайти рішення задачі про підвищення несучої здатності ґрунтових масивів в умовах високого ступеня обводнює. **Результати.** На основі аналізу даних досліджень по закріпленню ґрунтів встановлено, що в сучасних умовах для посилення ґрунтових слабких основ необхідно використовувати метод перемішування ґрунту з в'язкими речовинами, які подаються під певним тиском всередину ґрунту. **Наукова новизна.** Досліджені параметри несучої здатності хімічно закріплених ґрунтів для запобігання зануренню механізованого щита. **Практичне значення.** Хімічне закріплення ґрунтів шляхом застосування бурозмішувальної технології набуло широкого поширення на практиці для зміцнення основи і фундаментів в гідротехнічному, промисловому, цивільному і транспортному будівництві.

Ключові слова: несуча здатність ґрунту; розрахунковий опір ґрунту; хімічне закріплення; котлован; механізований щит

V. I. PETRENKO^{1*}, V. D. PETRENKO^{2*}

^{1*} Public Joint-Stock Company «Kyivmetrobud», Prorizna Str., 8, Kiev, Ukraine, 01601, tel. +38 (044) 455 23 00, e-mail petrenko@metrobud.kiev.ua

^{2*} Dep. «Tunnels, basis and foundations», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (050) 708 60 59, e-mail petrenko@diit.ua

GROUNDING OF PARAMETERS OF SOILS CHEMICAL GROUTING BY KYIV UNDERGROUND CONSTRUCTION

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Purpose. For the tunnels of shallow contour interval fixing of the weak watersaturated soils in their bases by different chemical reagents is actual. In this connection it is accepted widely to use the chemical reinforcement of soils on the basis of drill-mixture technology. Its essence consists that mining holes are drilling in soils, in which injects with the revolved monitor are submerging through, which is carried out of astringent as the mixture of cement, liquid glass and other components. It provides formation of soil-cement or soil-silicate constructions which substantially strengthen the ground arrays, multiplying their strengthened descriptions. **Methodology.** Using existent positions about fixing of weak soils by chemical methods, it is necessary by an analytical way to find the decision of task about the increase of carrier capability of the ground arrays in the conditions of high degree of watercontent. **Findings.** On the basis of data analysis of researches on fixing of weak bases, it is set that in modern terms for strengthening of the ground weak grounds it is necessary to use the method of interfusion of soil with the astringent matters which are given under certain pressure into soil. **Originality.** The parameters of carrier capability of the chemically fastened soils for prevention of immersion of the mechanized shield are explored. **Practical value.** The chemical fixing of soils by application of drill-mixture technology got wide propagation in practice for strengthening of foundation and bases in hydrotechnical, industrial, civil and transporting building.

Keywords: carrier capability of soil; calculated resistance of soil; chemical fixing; foundation pit; mechanized shield

Статья рекомендована к публикации д.т.н., проф. О. С. Распоповым (Украина).

Поступила в редколлегию 20.11.2013.

Принята к печати 30.11.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.191.044

V. I. PETRENKO^{1*}, V. D. PETRENKO^{2*}, O. L. TJUTKIN^{3*}

^{1*} Public Joint-Stock Company «Kyivmetrobud», Prorizna Str., 8, Kiev, Ukraine, 01601, tel. +38 (044) 455 23 00, e-mail petrenko@metrobud.kiev.ua

^{2*} Dep. «Tunnels, basis and foundations», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, e-mail petrenko@diit.ua

^{3*} Dep. «Tunnels, basis and foundations», Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, e-mail tutkin@mail.ru

SOLUTION OF TASK OF THE MOBILE LOADING IN THE DYNAMIC STATEMENT

Purpose. That is the feature of static work of tunnel constructions, that their stress-strain state is formed in interaction with a surrounding rock mass. But the dynamic component of stress-strain state of such constructions is also large, as tunnel constructions are perceived, except for permanent action of surrounding rock mass, spectrum of the dynamic loadings. Analyzing every type of dynamic action, it follows also to give him appraisal from position of reflection in normative documents, as the account of most dynamic actions is only declared in them without development of some methods. **Methodology.** For research of influencing of the mobile loading in the dynamic statement model it is some changed in order to correctly attach loading between columns as an impulse. As well as at the conducted research of the mobile loading in the static statement, in which it was found out, that his influence on the station construction depended on the depth of contour interval, at the solution of the same task in the dynamic statement explored two models – with the depth of contour interval 5 m and 10 m. **Findings.** It is possible to testify from the conducted analysis, that the complex analysis of the station construction with conducting of static and dynamic calculations allows to obtain more complete information about stress-strain state, which allows to estimate the state of elements in different situations, some of which more reliable result in emergency situations and must be forecast. **Originality.** Influencing of the mobile loading in the static and dynamic statements has been analyzed. **Practical value.** The calculations of the underground stations of shallow contour interval are complemented by an important calculation in the dynamic raising, and the results of such complex analysis can be considered more complete.

Keywords: column station; shallow contour interval; mobile loading; dynamic action; stress-strain state

Entry

That is the feature of static work of tunnel constructions, that their stress-strain state (SSS) is formed in interaction with a surrounding rock mass. But, in our turn, the dynamic component of SSS of such constructions is also large, as tunnel constructions are perceived, except for permanent action of surrounding rock mass, spectrum of the dynamic loadings. In this spectrum enter: 1) influence of the mobile motor transport loading (stations and running tunnels of shallow contour interval); 2) mobile loading of train (tunnels on the railways) or metro train (undergrounds); 3) special dynamic loadings (cases of impulsive action in the case of explosion or impact, loading from soil vibrocreep or vibroshrinkage [1-2]).

Complexity of tunnel constructions conduct and of surrounding rock mass by the dynamic loadings considerably higher, than by static, as approach to the solution of dynamic tasks substantial-

ly differs from static approach as a result of account of inertia component of the SSS forming. The problem of dynamic tasks solution in the case of tunnel constructions is complicated to those that it follows to take into account added the soil masses, at the same time, taking into account not only an inertia component but also interaction with the elements of construction.

Some tasks and ways of their solution in the field of static or weak dynamic actions were already got and systematized by different authors; however developed general systematization and ways of dynamic tasks solution in the case of underground construction were not elaborated [3-5]. In this field it is difficult to consider basic concepts already in theory developed, but development of methods of practical calculations is actual.

The field of dynamic actions for the stations of underground can be classified like that.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

1. Dynamic action of metro train, which is periodic action both on the station support and on basis. Vibrocompression (compression of basis under tray part of the station construction), vibrocreep (phenomenon of increase of movement under the tray of the station construction at action of loading periodic or pulsation) is the results from this dynamic action and strengthening of concrete corrosion.

2. Dynamic action of the land transport, which more active influences on the station constructions of shallow contour interval, more frequent all appears on the stations of the one-arch and columnar types of shallow contour interval (depth of contour interval no more 20 meters).

3. Shock dynamic action in the case of some masses falling within the limits of the station construction. This type of action also more active influences on the station constructions of shallow contour interval, however much some specific cases of shock action also can influence on the deep contour interval station (depth of occurrence more than 20 meters).

4. Impulsive dynamic action. This type of action is small studied in the field of calculations of the station constructions, however is actual for the solutions of their conduct by the special actions [6].

5. Seismic dynamic action [7].

6. Dynamic action of tectonic processes of the earth's crust. This type of action is less than all studied, as complexity in determination of tectonic forces, their origin, forming and conducts, consists not only in the receipt of analytical dependences but also further their using in practical calculations.

Purpose

Analyzing every type of dynamic action, it follows also to give him appraisalment from position of reflection in normative documents (CINR and SCN), as the account of most dynamic actions is only declared in them without development of some methods [8-10].

Methodology

For research of influencing of the mobile loading NK-80 in the dynamic statement FEM-model it is some changed in order to correctly attach loading between columns as an impulse. As well as at the conducted research of the mobile loading in the static statement, in which it was found out, that his influence on the station construction depended on

the depth of contour interval, at the solution of the same task in the dynamic statement explored two models – with the depth of contour interval 5 m and 10 m (fig. 1).

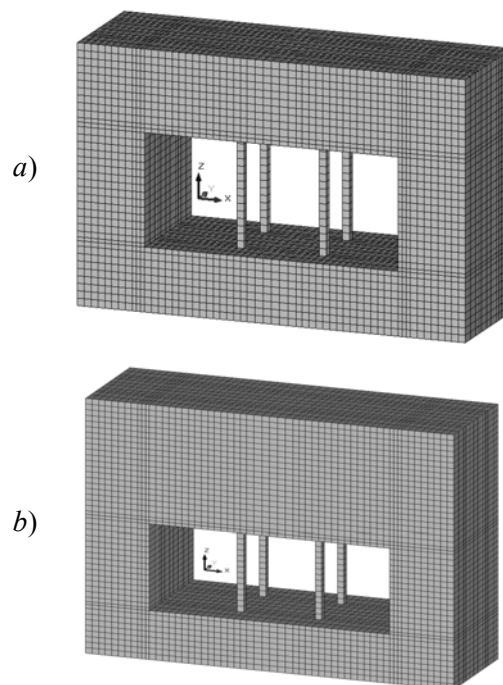


Fig. 1. FEM-model for the NK-80 case (dynamic statement) with the depth of contour interval: a) – 5 m; b) – 10 m

The NK-80 loading is put on the same distance between columns (fig. 2).

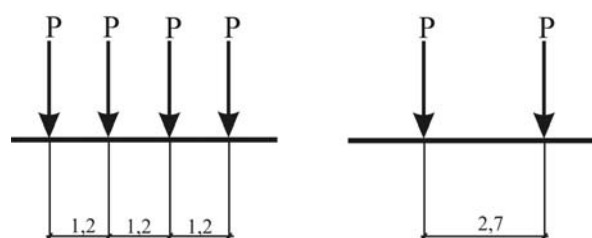


Fig. 2. Parameters of the mobile loading NK-80 (98 kN/wheel)

In order that static statement of calculation on the mobile loading, which is regulated SCN B.2.3-7-2010. «Underground», it follows to convert forces from the wheels of the NK-80 loading on the dynamic influencing. For this purpose we will consider a situation, in which the mobile loading NK-80, which in reality is a large lorry, at the movement gets in small pit. In such situation of loading force NK-80 transformation into the impulses of forces, the values of which can be calculated, set-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

ting duration of interaction of wheel with soil. Transformation to the impulses of all eight forces of the NK-80 loading identical after the value is some simplification, so as at a run-over a greater impulse will get a wheel which got in pit. But such simplification considerably changed for the worse the situation of the NK-80 influencing which is considered as an impulse.

Parameters of impulse of every force NK-80 (dynamic statement):

1. Weight of mass in the load node FEM-model – 100 kN (one wheel NK-80).
2. Duration of interaction – 0,1 c.
3. Value of impulse – 9,8 kN s, is adopted an impulse three-cornered form with a maximum in beginning of interaction.

For the account of the non-elastic behavior FEM-model with damping of vibrations it follows to set the coefficient of non-elastic resistance which is equal 0,09.

Findings

After the task of the dynamic characteristics FEM-model and parameters of the mobile loading, calculations are conducted, minutes of which are resulted in Addition. On fig. 3 and fig. 4 are produced results of calculation of the deformed state of model on the mobile loading in the dynamic statement.

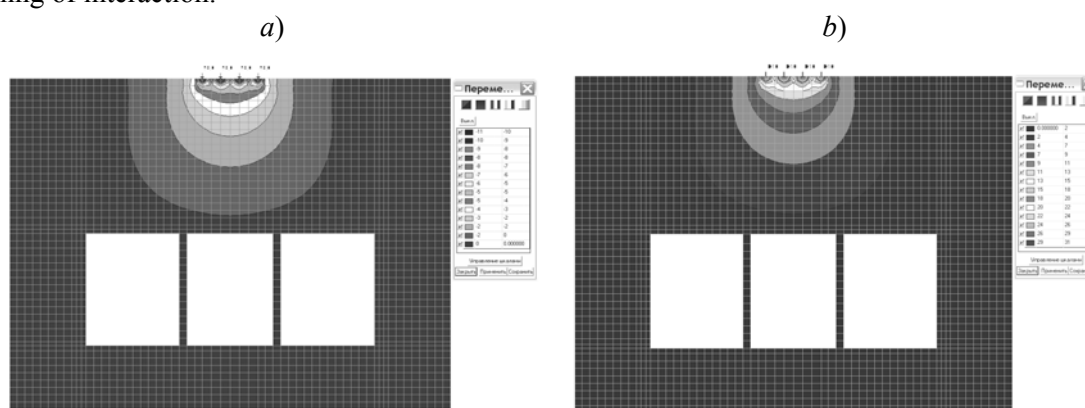


Fig. 3. Vertical movement in FEM-model only from action of the mobile loading NK-80:
a) – static statement; b) – dynamic statement

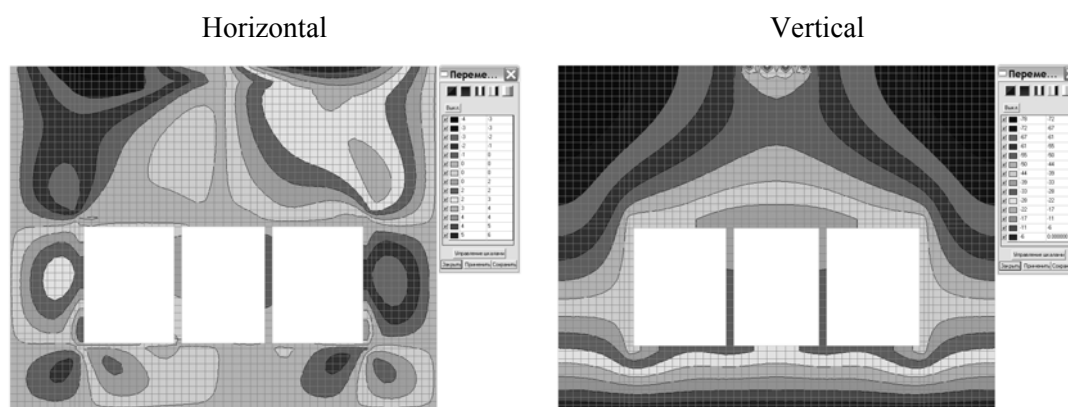


Fig. 4. Isofields and isolines movement in the fragment of model with the depth of contour interval 10 m (fragment of the station support) from own weight and NK-80 action

On fig. 3 are resulted for comparison of value of the vertical movement FEM-model only for the NK-80 influencing in the static and dynamic statement. The comparative analysis of these sizes gives possibility to testify that high-quality the pictures of movement did not change, and in number

maximal stresses grew almost in three times (with 11 mm in static to 31 mm in the dynamic statement). Sign «plus» near the vertical movements of the dynamic statement it follows to be perceived not as mathematical sign, and as his absence, so as the dynamic movements from an impulse is given

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

on the module, that is related to the specific of vibrations process, which has a scope (double amplitude). Thus, 31 mm is the scope of vibrations, and his half is amplitude, that 15,5 mm, and got in the static statement it follows to compare 11 mm to them. That the increase of movement in the process of replacement of statement of task on dynamic one takes place only on 1,4...1,45 times.

It is also visible from comparison of movement in the static and dynamic statement, it is thus possible to mark the some changed character of their

distributing, and also practically identical quantitative level (maximal vertical movement in the static statement – 79 mm against 78 mm in dynamic). It is thus possible to testify that on distributing of movements the change of statement of task did not influence practically.

For more detailed analysis there are the below produced results of the stress state for the static and dynamic statement (only for the case of contour interval 10 m) (fig. 5).

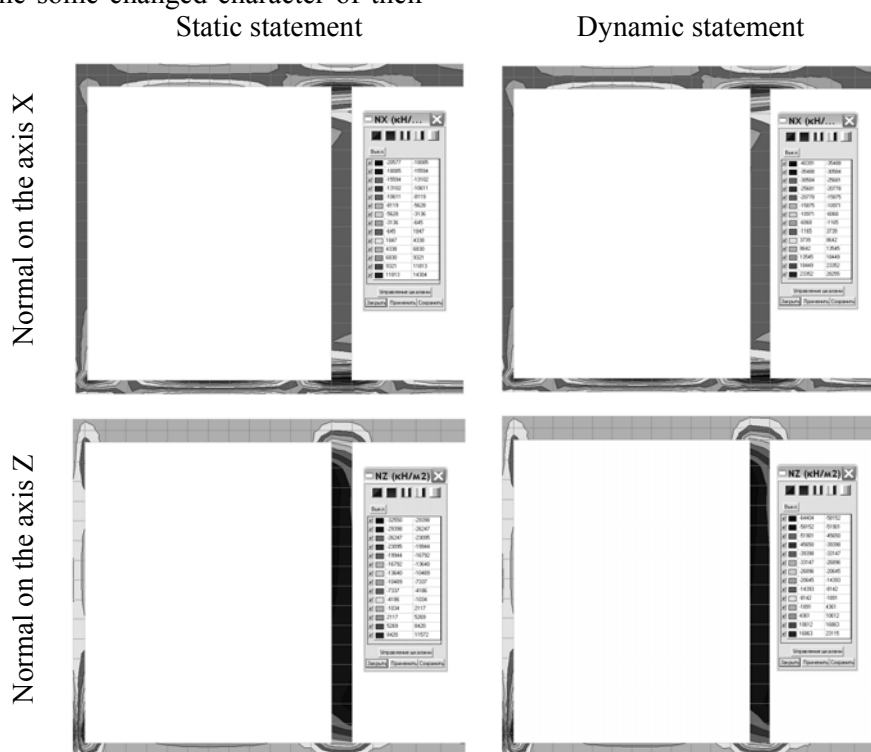


Fig. 5. Isofields and isolines stresses in FEM-models with the depth of contour interval 10 m (fragment of the station support) from own weight and the NK-80 action

It is necessary to notice complete identity of pictures of stresses for two statement, that high-quality both static and dynamic statement are identical, that relationships, so as static force in the dynamic statement is regenerated on an impulse, but not changed place of his supplement.

Except for a complete identity in a high-quality plan, it is necessary to notice considerable quantitative changes in the stress state: the horizontal stresses in the dynamic statement unlike static one was multiplied horizontal stresses in 1,96...2,0 times, vertical – in 1,98...2,0 times, tangential – in 1,95...1,96 times.

If to adopt possible an error in 5 %, it is possible to consider that all components of stresses grew

in two times. Thus, if to divide dynamic stresses into stresses in the static statement, we will get the coefficient of dynamic, which is equaled $\mu=2$ and answers the case of blow, which by us was substituted by an impulse.

From distributing of the stress components on fig. 5 it is possible to testify that influencing of the mobile loading NK-80 in the dynamic statement is substantial. After equivalent stresses we will conduct a calculation as a table (table 1), on to the points of stress concentration of the static statement, which did not change the location (fig. 6).

Results of the table 1 testify that influence on the stress state of the station construction NK-80

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

(in the dynamic statement) is considerable – the construction gets considerable cracking.

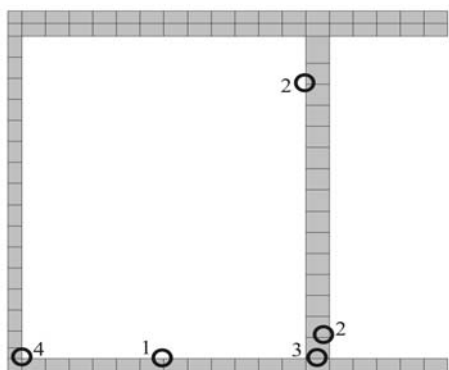


Fig. 6. Points of stresses concentration in the station construction

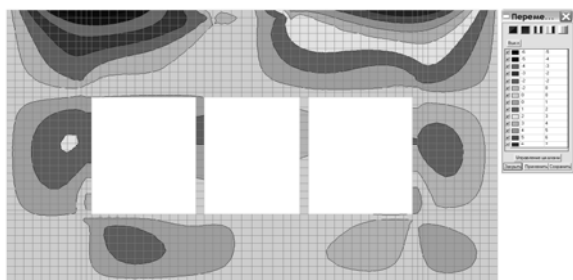
Thus, a calculation on the mobile loading at the static statement, which SCN «Underground» regulates as obligatory, can be considered verification, and the case of the same loading in the dynamic statement must be complex addition, which allows to forecast possibility of the emergency situations, which related to the large and extracurricular trucks.

Table 1

Calculation of equivalent stresses after the fourth theory of durability

Number of point	Stresses, MPa			Equivalent stresses, MPa / Safety coefficient
	Normal on the axis X	Normal on the axis Z	Tangential on the plane XZ	
Point 1	28,5	10,6	-0,7	35/0,6
Point 2	-1,3	-65,2	-0,72	65,8/0,3
Point 3	-41,2	-33,6	-4,8	65,4/0,3
Point 4	-26,0	-52,6	8,6	71,0/0,3

Horizontal



Vertical

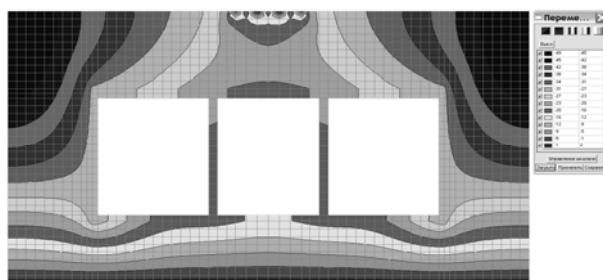


Fig. 8. Isofields and isolines movement in the fragment of model with the depth of contour interval 5 m (fragment of the station support) from own weight and the NK-80 action

Also we will conduct research of model which is resulted on fig. 1, a, with diminishment of depth of contour interval to 5 m. Before we will analyse everything vertical stresses only from the NK-80 action (fig. 7), so as in the case of contour interval 5 m NK-80 already anymore operates on the station construction, that it is visible from shorting of isofield over a vault head and their distribution on columns.

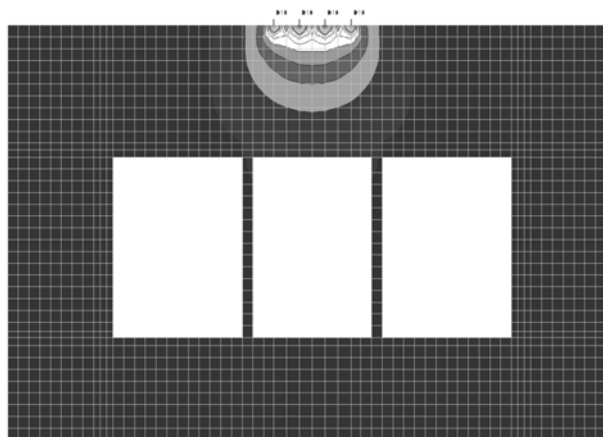


Fig. 7. Vertical movement in a model from action of the mobile loading NK-80 (dynamic statement)

On fig. 8 and fig. 9 results of calculation of the station on the complex loading (own weight + dynamic moving from NK-80) of this model are resulted. However the NK-80 influencing and in this case remains insignificant in comparison with the static statement. It testifies to the insignificant influencing of the NK-80 loading in the dynamic statement on the deformed state regardless of depth of contour interval.

High-quality character of distributing components of stresses unlike a model with the depth of contour interval changed considerably, also the values of stresses quantitatively changed substantially.

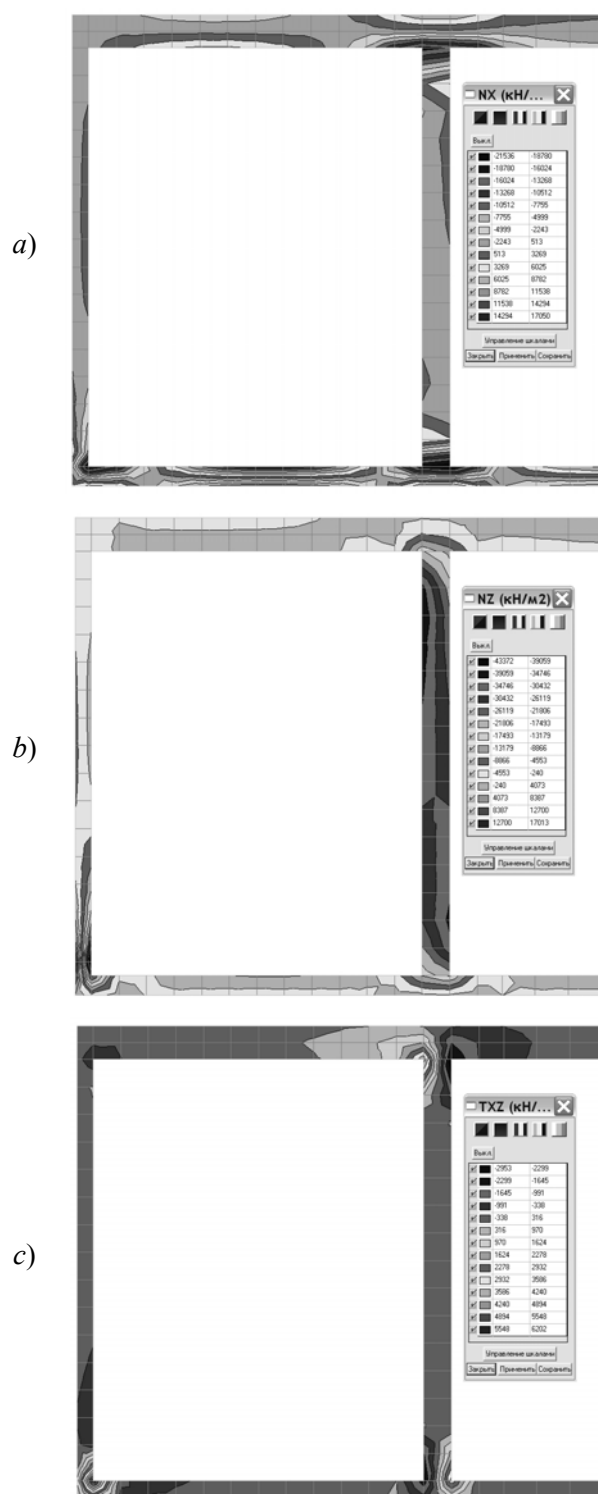


Fig. 9. Isofields and isolines stresses in FEM-models with the depth of contour interval 5 m (the fragment of the station support) from own weight and the NK-80 action:

- a) – normal on the axis X; b) – normal on the axis Z;
c) – tangential on the plane XZ

However relationships of forming of the stress state in the dynamic statement unlike static is fully kept – high-quality character of isofields and isolines is identical, and quantitatively in the static statement is multiplied stresses on the coefficient of dynamic, which is equaled $\mu=2$, that unlike static was multiplied dynamic stresses in two times. For this case also we will conduct a calculation of equivalent stresses after the fourth theory of strength (power) as a table 2.

Table 2

Calculation of equivalent stresses after the fourth theory of durability

Number of point	Stresses, MPa			Equivalent stresses, MPa / Safety coefficient
	Normal on the axis X	Normal on the axis Z	Tangential on the plane XZ	
Point 1	17,4	4,0	-0,46	19,8/1,1
Point 2	0,3	-43,0	1,52	43,0/0,45
Point 3	-22,6	-16,6	-3,2	34,6/0,6
Point 4	-22,6	-30,2	6,2	47,2/0,45

Conclusions

From findings in table 1 and table 2 it is visible, that dependence of stresses on the depth of contour interval is some nonlinear, so as stresses change disproportionate depending on double diminishment of depth of contour interval.

It is possible to testify from the conducted analysis, that the complex analysis of the station construction with conducting of static and dynamic calculations allows to obtain more complete information about SSS, which allows to estimate the state of elements in different situations, some of which more reliable result in emergency situations and must be forecast.

REFERENCES

1. Augherbaugh, N. Underground appeal is on the rise. [Текст] / N. Augherbaugh, M. Ertent. // – «Rock Products». – 1988. – №11. – pp. 16-23.
2. Cheon, D. S. Numerical analysis of geotechnical parameters on subsidence due to underground mining [Текст] / D. S. Cheon, S. O. Choi, Y. S. Jeon, C. Ryu. – Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future, Erdem & Solak, 2005. – London: Taylor & Francis Group, 2005. – pp. 245-251.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

3. Бакиров, Р. О. Динамический расчет и оптимальное проектирование подземных сооружений: Учеб. пособие для вузов [Текст] / Р. О. Бакиров, Ф. В. Лой. – М. : Стройиздат, 2002. – 464 с.
4. Дашевский, М. А. Распространение волн при колебании тоннелей метро [Текст] / М. А. Дашевский. // Строительная механика и расчет сооружений, 1974. – № 5. – С. 29-34.
5. Ильичев, В. А. К вопросу о расчете уровня вибрации в грунте от воздействия метропоездов в тоннелях мелкого заложения [Текст] / В. А. Ильичев, В. С. Поляков // Тр. НИИОСП, 1983. – Вып. 80. – С. 33-42.
6. Петренко, В. Д. Применение энергетического подхода для решения динамической задачи взрывного воздействия на строительные конструкции [Текст] / В. Д. Петренко, А. Л. Тюткин. // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К. : Вид-во НТУ, 2006. – Вип. 73. – С. 235-239.
7. Петренко, В. Д. Способ комплексной оценки физического состояния системы «крепление-массив» при сейсмических взаимодействиях [Текст] / В. Д. Петренко, А. П. Букань, А. Л. Тюткин. // Геотехнічна механіка. – Д. : ІТМ НАНУ ім. М. С. Полякова, 2003. – Вип. 42. – С. 204-208.
8. Sterling, R. Underground space design [Текст] / R. Sterling. – New York: Van Nostrand Reinhold, 1993. – 370 p.
9. Юркевич, П. Б. Подземное проектирование – комплексный подход [Текст] / П. Б. Юркевич // Метро и тоннели. – 2002. – № 5. – С. 24-29.
10. Юркевич, П. Б. Геомеханические модели в современном строительстве [Текст] / П. Б. Юркевич // Подземное пространство мира. – № 1-2. – 1996. – С. 10-31.

В. И. ПЕТРЕНКО^{1*}, В. Д. ПЕТРЕНКО^{2*}, А. Л. ТЮТКИН^{3*}

^{1*} Публичное акционерное общество «Киевметрострой», ул. Прорезная, 8, Киев, Украина, 01601,

тел. +38 (044) 455 23 00, эл. почта petrenko@metrobud.kiev.ua

^{2*} Каф. «Тоннели, основания и фундаменты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (050) 708 60 59, эл. почта petrenko@diit.ua

^{3*} Каф. «Тоннели, основания и фундаменты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (050) 708 60 59, эл. почта tutkin@mail.ru

РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКИ В ДИНАМИЧЕСКОЙ ПОСТАНОВКЕ

Цель. Особенностью статической работы тоннельных конструкций является то, что их напряженно-деформированное состояние формируется во взаимодействии с окружающим массивом. Но динамическая составляющая напряженно-деформированного состояния такого рода конструкций также значительная, поскольку тоннельные конструкции воспринимают, кроме постоянного действия окружающего массива, спектр динамических нагрузок. Анализируя каждый вид динамического воздействия, следует также давать ему оценку с позиции отображения в нормативных документах, поскольку учет большинства динамических действий только декларируется в них без разработки каких-либо методик. **Методика.** Для исследования влияния подвижной нагрузки в динамической постановке модель изменена для того, чтобы корректно приложить нагрузку между колоннами в виде импульса. Как и проведенном исследовании подвижной нагрузки в статической постановке, в которой было выяснено, что его влияние на станционную конструкцию зависит от глубины заложения, при решении этой же задачи в динамической постановке исследованы две модели с глубиной заложения 5 и 10 м. **Результаты.** Из проведенного анализа можно свидетельствовать, что комплексный анализ станционной конструкции с проведением статических и динамических расчетов позволяет получить более полную информацию о напряженно-деформированном состоянии, которая позволяет оценить состояние элементов в разных ситуациях, некоторые из которых вероятней приводят к аварийным ситуациям и должны быть прогнозируемые. **Научная новизна.** Проанализировано влияние подвижной нагрузки в статической и динамической постановках. **Практическая значимость.** Расчеты станций метрополитена мелкой закладки дополняются важным расчетом в динамической постановке, а результаты такого комплексного анализа могут считаться более полными.

Ключевые слова: колонная станция; мелкое заложение; подвижная нагрузка; динамическое воздействие; напряженно-деформированное состояние

В. І. ПЕТРЕНКО^{1*}, В. Д. ПЕТРЕНКО^{2*}, О. Л. ТЮТКІН^{3*}

^{1*} Публічне акціонерне товариство «Київметробуд», вул. Прорізна, 8, Київ, Україна, 01601, тел. +38 (044) 455 23 00, ел. пошта petrenko@metrobud.kiev.ua

^{2*} Каф. «Тунелі, основи і фундаменти», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (050) 708 60 59, ел. пошта petrenko@diit.ua

^{3*} Каф. «Тунелі, основи і фундаменти», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (050) 708 60 59, ел. пошта tutkin@mail.ru

ВИРІШЕННЯ ЗАДАЧІ РУХОМОГО НАВАНТАЖЕННЯ В ДИНАМІЧНІЙ ПОСТАНОВЦІ

Мета. Особливістю статичної роботи тунельних конструкцій є те, що їх напружено-деформований стан формується у взаємодії з навколишнім масивом. Але, у свою чергу, динамічна складова напружено-деформованого стану такого роду конструкцій також велика, оскільки тунельні конструкції сприймають, окрім постійної дії навколишнього масиву, спектр динамічних навантажень. Аналізуючи кожен вид динамічної дії, слід також давати йому оцінку з позиції відображення в нормативних документах, оскільки урахування більшості динамічних дій тільки декларується в них без розробки будь-яких методик. **Методика.** Для дослідження впливу рухомого навантаження в динамічній постановці модель змінено для того, щоб коректно прикласти навантаження між колонами у вигляді імпульсу. Як і проведеному дослідженні рухомого навантаження в статичній постановці, в якій було з'ясовано, що його вплив на станційну конструкцію залежить від глибини закладення, при вирішенні цієї ж задачі в динамічній постановці досліджені дві моделі із глибиною закладення 5 і 10 м. **Результати.** Із проведеного аналізу можна свідчити, що комплексний аналіз станційної конструкції із проведенням статичних та динамічних розрахунків дозволяє отримати більш повну інформацію про напружено-деформований стан, яка дозволяє оцінити стан елементів в різних ситуаціях, деякі із яких вірогідно призводять до аварійних ситуацій і повинні бути прогнозовані. **Наукова новизна.** Проаналізовано вплив рухомого навантаження в статичній та динамічній постановках. **Практична значимість.** Розрахунки станцій метрополітену мілкового закладення доповнюються важливим розрахунком в динамічній постановці, а результати такого комплексного аналізу можуть вважатися більш повними.

Ключові слова: колонна станція; мілке закладення; рухоме навантаження; динамічна дія; напружено-деформований стан

Prof. M. M. Bilyaev, D. Sc. (Ukraine) recommended this article to be published.

Received: Nov. 20, 2013.

Accepted: Nov. 30, 2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 666.97:69.059.25

О. М. ПІШІНЬКО¹, А. В. КРАСНЮК², Ю. Л. ЗАЯЦЬ³, О. В. ГРОМОВА^{4*}

¹ Каф. «Управління проектами, будівлі та будівельні матеріали», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 46, ел. пошта Pshinko@mail.diit.edu.ua

² Декан факультету «Промислове та цивільне будівництво», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. (056) 373 15 38, ел. пошта Krasnyuk@mail.diit.edu.ua

³ Каф. «Безпека життєдіяльності», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 81, ел. пошта Zayac@mail.diit.edu.ua

^{4*} Каф. «Управління проектами, будівлі та будівельні матеріали», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (056) 373 15 46, ел. пошта Eleana2008@i.ua

ТЕХНОЛОГІЯ ЕФЕКТИВНОГО ОЧИЩЕННЯ ТА ШЛЯХИ УТИЛІЗАЦІЇ ВІДПРАЦЬОВАНОГО БАЛАСТНОГО ЩЕБЕНЮ У ТРАНСПОРТНОМУ БУДІВНИЦТВІ

Мета. На залізницях України існує проблема ефективного очищення баластного щебеню від мазутовміщуючих речовин. **Методика.** Проаналізувати сучасний стан питання очищення баластного щебеню на залізницях України. Визначити шляхи підвищення ефективності очищення та можливість утилізації баластного щебеню у транспортному будівництві. **Результати.** При звичайному механічному очищенні баластного щебеню, що застосовується при поточному утриманні колії, не вирішується проблема видалення мазутовміщуючих речовин з поверхні щебеню, що сприяє злипанню та зменшенню жорсткості баластної призми. **Наукова новизна.** Запропоновано ефективний спосіб доочищення баластного щебеню водяним паром на мобільному обладнанні і подальше його використання у транспортному будівництві. **Практична значимість.** За результатами досліджень і впровадження розробки на залізничній колії стане можливим отримати економічний ефект від повторного використання баластного матеріалу, від зменшення трудомісткості, енергомісткості і вартості поточного утримання залізничної колії, а також вирішити екологічну проблему нагромадження сипких відходів баластного матеріалу, шляхом використання дрібних фракцій баласту у дорожньому будівництві (виготовлення асфальтобетону, основу під дорожнє покриття тощо).

Ключові слова: баластний щебінь; утилізація; відпрацьований баластний щебінь; очищення баластного щебеню; транспортне будівництво

Вступ

Як показав попередньо проведений літературний аналіз, сьогодні в Україні не існує нормативного документу, що регламентує способи утилізації відпрацьованого баластного щебеню [1-6]. Але існують державні стандарти, які регламентують властивості щебеню щодо його використання в транспортному будівництві [3]. Тому основною метою досліджень є розробка технології, яка дозволить ефективно проводити доочищення забрудненого баластного щебеню до моменту коли його можна буде повторно використовувати у транспортному будівництві.

За результатами досліджень і впровадження розробки на залізничній колії стане можливим знизити витрати на заміну новим баластним матеріалом, за рахунок повторного використання відпрацьованого баластного щебеню, шляхом його доочищення водяним паром в мобільному пристрої після механічного очищення та наступного укладання в колію. Це дозволить отримати економічний ефект від повторного використання баластного матеріалу, від зменшення трудомісткості, енергомісткості і вартості поточного утримання залізничної колії, а також вирішити екологічну проблему нагромадження сипких відходів баластного матеріалу,

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

використання дрібних фракцій баласту отриманих при механічному очищенні у дорожньому будівництві (виготовлення важкого бетону, асфальтобетону, як основу під дорожнє покриття тощо) [2].

Мета

Метою даної статті є ознайомлення з результатами досліджень з розробки технології, яка дозволить ефективно проводити доочищення забрудненого баластного щебеню до моменту коли його можна буде повторно використувати у транспортному будівництві.

Основною задачею під час розробки очисної установки було виконання її такою, щоб вона була універсальною і її можна було використовувати з усіма типами машин, які проводять

основне механічне очищення баластного щебеню. Дослідження конструкції і технології роботи всіх цих машин показало, що розробити універсальний пристрій, що дозволить проводити очищення щебеню під час його вилучення із колії не являється можливим внаслідок ущільненої конструкції машин. Тому була розроблена мобільна установка, оснащена машиною з парогенератором для очищення водним паром баластного щебеню, що видаляється з колії (рис. 1). Додатково на стандартній платформі передбачено розташування стрічкового транспортеру, що переміщує очищений щебінь до місця його накопичення. Також передбачено приймальний бункер для рідких і твердих відходів після просіювання і пароочищення.

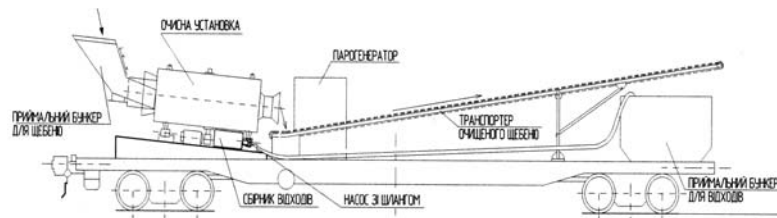


Рис. 1. Схема мобільної установки із встановленою пароочисною установкою барабанного типу

Методика

Технологія очищення баластного щебеню складається з наступних послідовно виконуваних операцій. Спочатку лопатки скребкового ланцюга щебенеочисної машини вирізають і переміщують щебінь по похилому жолобу вгору. У верхній точці жолоба вивантажується на плоский віброгуркіт, що вільно гойдається, з трьома рядами сит загальною площею 30 м². Верхній ярус має осередки розміром 80, середній 55 і нижній 36 мм. Гідравлічно керовані заслінки управляють рухом щебеню на окремих ситах. Випускні воронки на обох сторонах віброгуркату відводять надлишок щебеню на укоси шляху, а гідрокеровані заслінки, змонтовані на кожному ярусі сит, назад подають щебінь на сита під час перерви в роботі.

Очищений щебінь гідравлічно керованими заслінками відсипається в шлях, або на поворотні транспортери для складування на укосах земляного полотна, або у бункери-накопичувачі. Спеціальні плужні пристрої, змонтовані безпосередньо за баласторозподіляючими механізмами, видаляють щебінь з рейок, рейкових скріплень і верхніх ліжок

шпал.

Відходи очищення, проходячи через грати віброгуркату, потрапляють на нижню гілку горизонтально-похилого конвеєра. Далі відходи очищення надходять до завантажувальної воронки викидного конвеєра, який, за звичайною схемою очищення, видаляє їх за межі шляху або завантажує в спеціальний рухомий склад для вивезення і складування у відвалах. Але в розробленій технологічній схемі дрібняк і баластний щебінь розміром менше 25 мм транспортером подаються у приймальний бункер очисної установки барабанного типу для проведення його доочищення водним паром для можливості подальшого використання у транспортному будівництві.

Принцип роботи установки полягає в обробці забрудненої і не сепарованої по діаметру фракції щебеневої маси перегрітим паром підвищеного тиску ($T = 150 \dots 160 \text{ } ^\circ\text{C}$) 4...6 атм, що виробляється парогенеруючою установкою, що працює з використанням електричної енергії. Щебенева маса по осьовому шляхопроводу подається з бункера в обертовий регенератор. Щебенева маса в приймальному бункері зро-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

шується водою, що підігрівається в трубопроводах, розташованих в зоні подачі пара в регенератор. У реверсивно обертовому регенераторі піддається обробці паром і після виходу з міксера в сітчастий жолоб-транспортёр зневоднюється і сепарується за діаметрами фракцій.

Пар, що конденсується у вигляді гарячої води потрапляє в ємності відстоювання і нейтралізації, де проходить очищення шаром фільтрату з бентонітової глини, а вода після фільтрації та підігріву знову направляється на повторний цикл для утворення пару для зрошування забрудненого щебеню. Відстоїні нейтралізовані і відфільтровані відходи після проведення їх відповідного аналізу відправляються на утилізацію.

Результати

За результатами хімічного аналізу та визначення класу токсичності, проведеного Державним управлінням екології та природних ресурсів в Дніпропетровській області у відділі аналітичного контролю, промислові відходи залізничного баласту відносяться до четвертого класу токсичності і являються малонебезпечними.

На підставі проведених досліджень, в залежності від обсягу забруднення, пропонується наступна класифікація відпрацьованого баластного щебеню:

- незабруднений баластний щебінь – якщо вміст у ньому речовин шкідливих для експлуатації та навколишнього середовища не перевищує допустимих норм. Такий матеріал можна без обмежень повторно використовувати в колійному господарстві після відповідної обробки – дроблення чи сортування;
- забруднений баластний щебінь – якщо вміст у ньому речовин шкідливих для експлуатації та навколишнього середовища перевищує допустимі норми. Такий матеріал необхідно обробляти за спеціальною технологією, яка дозволить перевести його в категорію незабрудненого баластного щебеню и такий щебінь можна повторно використовувати у колійному господарстві, або використовувати, як заповнювач для бетону.

При аналізі вітчизняної і закордонної літератури [4-6], виявлені наступні відомі способи очищення і утилізації забрудненого щебеню (в залежності від ступеня забруднення, (рис. 2) [2].

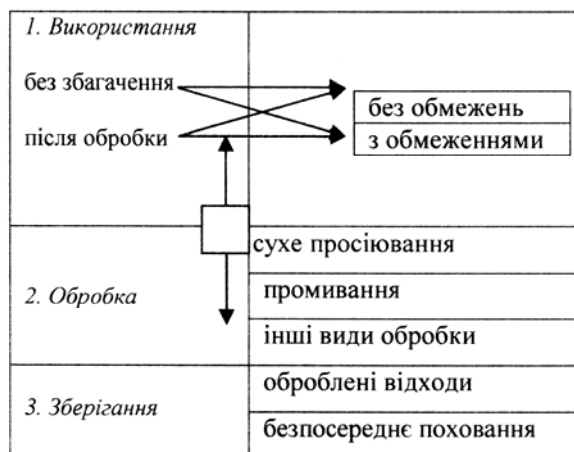


Рис. 2. Шляхи утилізації залізничного баласту

За розробленою технологією баластний щебінь, що не відповідає вимогам застосування у колії [3], піддається пароочищенню і після визначення його фізико-механічних властивостей, утилізується, як крупний заповнювач для важких бетонів у транспортному будівництві.

З метою визначення фізико-механічних властивостей баластного щебеню було проведено ряд лабораторних досліджень: визначення гранулометричного складу щебеню, міцності баластного щебеню за стиратністю і морозостійкості баластного щебеню.

Результати випробувань наведені в табл. 1, 2, 3.

Таблиця 1

Результати просіювання баластного щебеню

Залишки на ситах	Діаметри отворів сит, мм				Пройшло крізь усі сита
	25	20	10	5	
Часткові, кг	0,55	7,40	26,15	12,45	16,35
Часткові, %	0,87	11,76	41,57	19,80	26,00
Повні, %	0,87	12,63	54,2	74,00	100

Таблиця 2

Результати випробування баластного щебеню на стиратність

№ з/п	Маса проби щебеню, г	Загальна маса щебеню на контрольних ситах після випробування, г	Стиратність щебеню І, % (втрата маси)	І _{сер} , %
1	10000	7430	25,7	27,6
2	10000	7050	29,5	

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Якщо проаналізувати результати наведені в табл. 1, то можна зробити висновок, що за даними розсіву, щебінь відноситься до фракції 5...25 мм відповідно [3], але за цим же [3] щебінь не відповідає вимогам за кількістю зерен менше 5 мм (не більше 5 % проти 26 %).

За результатами випробування баластного щебеню на міцність за стиратністю в полично-

му барабані фракція щебеню від 5 до 25 мм відноситься до марки И40 м.

За результатами випробування на морозостійкість прискореним способом баластний щебінь фракції від 5 до 25 мм відноситься до марки не нижче F50, що дозволяє використовувати його для важкого бетону.

Таблиця 3

Результати випробування баластного щебеню на морозостійкість

№ з/п	Маса до випробування m , г	Маса залишку після 5 циклів випробування, m_1 , г	Втрата маси щебеню після 5 циклів випробування Δm_1 , %	Маса залишку після 10 циклів випробування, m_2 , г	Втрата маси щебеню після 10 циклів випробування Δm_2 , %
1	2500	2425	3,00	2312	7,52
2	2500	2412	3,52	2295	8,20
			$\Delta m_1^{\text{ср}} = 3,26$		
					$\Delta m_2^{\text{ср}} = 7,86$

Для проведення лабораторних експериментів з визначення можливості використання у важких цементних бетонах відпрацьованого баластного щебеню після пароочищення, був розрахований еталонний склад бетону за методом абсолютних об'ємів [1] (табл. 4).

Таблиця 4

Розрахунковий склад бетону

Об'єм замісу, л	Витрата матеріалів, кг			
	цемент	щебінь	пісок	вода
1000	415	1150	600	195
7	2,905	8,050	4,200	1,365

Матеріали для еталонного складу бетону: цемент Криворізький ПЦ ІІ/Б-ІІІ, М400, активність $R_c = 425$ кг/см², істинна густина $\rho_c = 3,1$ г/см³; гранітний щебінь, фракція 5...20, середня густина $\rho_{\text{щ}}^0 = 2,6$ г/см³, насипна густина $\rho_{\text{н}}^{\text{III}} = 1,48$ г/см³; пісок річковий дніпровський, $M_{\text{кр}} = 1,55$, середня густина $\rho_0^{\text{II}} = 2,62$ г/см³, водопотреба $V_{\text{п}} = 9$ %.

Для отримання необхідної кількості баластного щебеню для дослідних складів бетону висушений до постійної маси у кількості 66 кг баластний щебінь просіяли крізь набір стандартних сит.

У першому порівняльному складі бетону з використанням баластного щебеню щебінь був взятий безпосередньо після просіювання із за-

лишку на ситі з діаметром отворів 5 мм, тобто фракції 5...25 мм, у кількості 8,050 кг. Щебінь, що залишився на цьому ситі, (у кількості 9,9 кг) піддали пароочищенню і після висушування відібрали теж 8,050 кг для другого порівняльного складу бетону.

З кожного складу, еталонного та двох порівняльних виготовили по шість контрольних зразків розміром 10×10×10 см.

Твердіння зразків відбувалося в нормальних умовах при температурі (20±2) °С і відносній вологості повітря (95±5) %. Через 28 діб твердіння бетонні зразки були випробувані для визначення границі міцності при стисканні. Результати випробування бетонних зразків наведені в табл. 5.

Виготовлення, твердіння та випробування бетонних зразків дослідних складів проведено відповідно методикам за ГОСТ 10180-90 «Бетон. Методы определения прочности по контрольным образцам».

За результатами наведеними в табл. 5 зменшення міцності бетону в порівнянні з еталонним складом дорівнює:

- для бетону на неочищеному щебені:

$$\Delta R_1 = \frac{R_{cm} - R_{1.\text{доп}}}{R_{cm}} \cdot 100 = \frac{35,1 - 30,8}{35,1} \cdot 100 = 12,2 \%$$

- для бетону на очищеному щебені:

$$\Delta R_2 = \frac{R_{cm} - R_{2.\text{доп}}}{R_{cm}} \cdot 100 = \frac{35,1 - 34,5}{35,1} \cdot 100 = 1,7 \%$$

Таблиця 5

Результати випробування зразків, виготовлених з бетону з використанням різного щебеню

№ зразка	Еталонний склад					I дослідний склад (щебінь не очищений)					II дослідний склад (щебінь очищений)				
	$a \times b$, см	F_2 , см ²	P_p , кгс	R_{ct} , МПа	$R_{сер}$, Па	$a \times b$, см	F_2 , см ²	P_p , кгс	R_{ct} , МПа	$R_{сер}$, Па	$a \times b$, см	F_2 , см ²	P_p , кгс	R_{ct} , МПа	$R_{сер}$, Па
1.	10×10	100	35090	35,09	15,8	9,95×10	99,5	29950	30,1	30,8	10×10	100	34800	34,8	34,5
2.	9,95×10	99,5	33532	33,70		10×9,95	99,5	31989	32,1		10,1×10,1	102	34170	33,5	
3.	9,83×10	98,3	35093	35,70		10,1×10	101	30098	29,8		9,95×10	99	29950	30,1	
4.	10×10	100	34800	34,80		10×10	100	27500	27,5		10×10	100	33200	33,2	
5.	10,1×10	101	33734	33,4		10,1×10	101	31356	31,2		9,9×10	99	34750	35,1	

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Висновки

1. За результатами досліджень і впровадження розробки на залізничній колії стане можливим знизити витрати на заміну новим баластним матеріалом, за рахунок повторного використання відпрацьованого баластного щебеню, після його доочищення водяним паром в мобільному пристрої і наступного укладання в колію.

2. Економічний ефект від розробки технології досягається від повторного використання баластного матеріалу, від зменшення трудомісткості, енергомісткості і вартості поточного утримання залізничної колії.

3. Можливість вирішення екологічної проблеми нагромадження сипких відходів баластного матеріалу шляхом використання дрібних фракцій баласту розміром 5...25 мм, отриманих при механічному очищенні, у дорожньому будівництві при виготовленні важкого бетону (асфальтобетону, основи під дорожнє покриття тощо).

4. За результатами випробувань баластного щебеню на міцність за показником стираності в поличному барабані, фракція щебеню від 5 до 25 мм відноситься до марки И40 м, а при випробуванні на морозостійкість за прискореним способом щебінь відноситься до марки не нижче F50, що дозволяє використовувати його в якості крупного заповнювача для важкого бетону.

5. При використанні баластного щебеню фракції від 5 до 25 мм для в якості крупного заповнювача для важкого бетону, необхідно провести попередньо його пароочищення з метою видалення пилу, мазутовміщуючих речовин. Зниження міцності бетону, в порівнянні з

еталонним, на очищеному щебені складає 1,7 %, на не очищеному до 12,2 %.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Пшінько, О. М. Будівельне матеріалознавство на транспорті [Текст] / О. М. Пшінько, А. В. Краснюк, В. В. Пунагін, О. В. Громова. – Д. : Вид-во Дніпр. нац. унів. заліз. трансп. ім. ак. В. Лазаряна, 2010. – 624 с.
2. Пшінько, О. М. Аналіз існуючих способів очищення і утилізації забрудненого баластного щебеню [Текст] / О. М. Пшінько, В. П. Лисняк, А. В. Краснюк, О. В. Громова // Вісник Дніпр. нац. унів. заліз. трансп. ім. ак. В. Лазаряна. – 2008. – Вип. 17. – Д. : Вид-во ДНУЗТ, 2007. – С. 209-213.
3. ДСТУ Б В.2.7-204:2009. Будівельні матеріали. Щебінь із природного каменю для баластного шару залізничної колії. Технічні умови [Текст]. – Чинний від 10.09.2010 р. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 15 с.
4. Промислова екологія [Текст] : навч. посіб. / С. О. Апостолук, В. С. Джигирей, І. А. Соколовський та ін. – 2-ге вид., виправл. і доповн. – К. : Знання, 2012. – 430 с.
5. Верхнее строение пути [Текст] : Учебное пособие / С. В. Смолева, В. В. Овчинников. – Хабаровск: Изд-во ДВГУПС, 2011. – 47 с.
6. Клотзингер, Е. Щебеночный балласт [Електронний ресурс] / Е. Клотзингер // Железные дороги мира. 2009. – № 3. – С. 65-77. Оригинал : Е. Klotzinger. Eisenbahntechnische Rundschau, 2008, № 1/2, S. 34 – 41, № 3, S. 120 – 125. – Режим доступа : https://e03bb34e-a-b251e4fb-sites.googlegroups.com/a/zdmira.com/zdmira/archive-files/dm2009-03_65-77.pdf?attachauth=ANoY7coYEFuaCS8u-U-Xepo7X-...

А. М. ПШИНЬКО¹, А. В. КРАСНЮК², Ю. Л. ЗАЯЦЬ³, А. В. ГРОМОВА^{4*}

¹ Каф. «Управление проектами, здания и строительные материалы», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 46, эл. почта Pshinko@mail.diit.edu.ua

² Декан факультета «Промышленное и гражданское строительство», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 38, эл. почта Krasnyuk@mail.diit.edu.ua

³ Каф. «Безопасность жизнедеятельности», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 81, эл. почта Zayac@mail.diit.edu.ua

^{4*} Каф. «Управление проектами, здания и строительные материалы», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (056) 373 15 46, эл. почта Eleana2008@i.ua

ТЕХНОЛОГИЯ ЭФФЕКТИВНОЙ ОЧИСТКИ И ПУТИ УТИЛИЗАЦИИ БАЛЛАСТНОГО ЩЕБНЯ В ТРАНСПОРТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Цель. На железных дорогах Украины существует проблема эффективной очистки балластного щебня от мазутосодержащих веществ. **Методика.** Проанализировать современное состояние вопроса очистки балластного щебня на железных дорогах Украины. Определить пути повышения эффективности очистки и возможность утилизации балластного щебня в транспортном строительстве. **Результаты.** При обычном механической очистке балластного щебня, который применяется при текущем содержании пути, не решается проблема удаления мазутосодержащих веществ с поверхности щебня, что способствует слипанию и уменьшению жесткости балластной призмы. **Научная новизна.** Предложен эффективный способ доочистки балластного щебня водным паром на мобильном оборудовании и дальнейшее его использование в транспортном строительстве. **Практическая значимость.** По результатам исследований и внедрения разработки на железнодорожном пути станет возможным получить экономический эффект от повторного использования балластного материала, от уменьшения трудоемкости, энергоемкости и стоимости текущего содержания железнодорожного пути, а также решить экологическую проблему накопления сыпучих отходов балластного материала, путем использование мелких фракций балласта в дорожном строительстве (изготовление асфальтобетона, основы под дорожное покрытие и т.п.).

Ключевые слова: балластный щебень; утилизация; отработанный балластный щебень; очистка балластного щебня; транспортное строительство

A. PSHYNKO¹, A. KRASNYUK², Y. ZAYAC³, E. GROMOVA^{4*}

¹ Dept. of Project management, building and construction materials, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovs'k, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 46, e-mail Pshinko@mail.diit.edu.ua

² Dean of the Faculty industrial and civil construction, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovs'k, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 38, e-mail Krasnyuk@mail.diit.edu.ua

³ Dept. of Safety of life activity, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovs'k, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15, e-mail Zayac@mail.diit.edu.ua

^{4*} Dept. of Project management, building and construction materials, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovs'k, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15 46, e-mail Eleana2008@i.ua

TECHNOLOGY OF EFFECTIVE CLEANING AND WAYS DISPOSAL OF WASTE BALLAST RUBBLE IN TRANSPORT CONSTRUCTION

Purpose. The railways of Ukraine there is the problem of efficient ballast cleaning rubble from oils containing substances. **Methodology.** Analyze the present state of cleaning ballast rubble on the railways of Ukraine. Identify ways to improve the cleaning efficiency and the possibility of recycling the ballast rubble in transport construction. **Findings.** The usual mechanical cleaning of ballast rubble, which is used in the current contents of the way, do not solve the problem of removing substances from the surface oils containing rubble that promotes adhesion and a decrease in the stiffness of ballast prizm. **Originality.** An effective way to posttreatment ballast rubble water steam on mobile equipment and its further use in transport construction. **Practical value.** According to the research and implementation of the development on the railway line will be possible to receive economic benefit from reuse of ballast material, from reducing the complexity, cost and power consumption of the current contents of the railway line, as well as to solve the environmental problem of waste accumulation of loose ballast the material by using ballast fines in transportation construction (making bituminous concrete, bases under the road surface, etc.).

Keywords: ballast rubble; recycling; waste ballast rubble; crushed stone ballast cleaning; transportation construction

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. М. І. Нетесою (Україна).

Надійшла до редколегії 15.11.2013.

Прийнята до друку 29.11.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.072

В. П. РЕДЧЕНКО^{1*}

^{1*} Дніпропетровський комплексний відділ, Державне підприємство «Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П. Шульгіна», вул. Батумська, 11, Дніпропетровськ, Україна, 49074, тел. +38 (050) 413 89 09, ел. пошта rvp50@meta.ua

ЕСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ВИЗНАЧЕННЯ ПОСТІЙНИХ НАПРУЖЕНЬ В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ

Мета. Актуальним для мостів, що експлуатуються, є питання визначення напруженого стану конструкцій від постійно діючих навантажень. Для рішення цього питання пропонується визначати вказані напруження методом несуттєвого локального руйнування, який необхідно удосконалити. **Методика.** Теоретичні дослідження виконувалися шляхом моделювання методом скінченних елементів різних варіантів локального руйнування напруженого бетону. Результати теоретичних досліджень були перевірені проведенням натурного експерименту. **Результати.** На основі аналізу теоретичних досліджень були сформульовані основні принципи практичної реалізації методу визначення постійно діючих напружень для залізобетонних конструкцій мостів шляхом виконання неглибоких прорізів в напруженому бетоні. Для перевірки результатів теоретичних досліджень було виконано натурний експеримент. **Наукова новизна.** Встановлено залежності зміни напруженого стану по поверхні бетонного масиву при виконанні неглибокого щілинного прорізу. Запропоновано удосконалений алгоритм визначення початкових напружень в бетоні за їх зміною на поверхні бетону при виконанні щілинного прорізу. **Практична значимість.** Втілення в практику розробленого методу дозволить більш точно визначати технічний стан залізобетонних мостів. За результатами натурного експерименту було уточнено технічний стан опори мосту та надані рекомендації з її ремонту, про що організація, яка займається утриманням даного мосту було направлено технічний звіт.

Ключові слова: залізобетонні конструкції, постійні навантаження, напруження

Проблема

При визначенні технічного стану мосту важливу роль відіграє етап визначення напруженого стану конструкцій від постійно діючих навантажень [1, 2, 3]. Значення напружень від постійних навантажень напряму впливає на результати оцінки фактичної вантажопідйомності мосту [4, 5]. Для оцінки стану попередньо напружених залізобетонних конструкцій важливим є визначення фактичних напружень обтиснення бетону. Для стійок опор у вигляді оболонок із заповненим ядром важливою є інформація про розподіл напружень тобто про ступінь включення ядра стійки в сумісну роботу [6]. В зазначених випадках розрахункові методи не завжди дають можливість правильно оцінити напружений стан конструкції. Саме тому визначення фактичних напружень в конструкції від постійних навантажень шляхом інструментальних вимірювань є важливою та актуальною проблемою.

Одним з найбільш розповсюджених методів визначення фактичних напружень в конструкції від постійно діючих навантажень є метод висвердлювання неглибокого отвору та вимірювання зміни напружень поблизу зробленого отвору [7, 8]. При цьому важливим є точне наклеювання тензодатчиків навколо отвору під певними кутами та на певній відстані [9]. Також треба точно висвердлювати отвір певного діаметру та певної глибини. Фірми, які виготовляють тензодатчики, виготовляють також і розетки датчиків, де вони вже відповідно розміщені відносно центру отвору, при цьому слід використовувати спеціальні дрилі з точною (мікрометричною) подачею свердла. Метод добре зарекомендував себе для металевих конструкцій, але для бетону (залізобетону) його застосування викликає певні проблеми пов'язані з неоднорідною структурою бетону. Якщо для металу висвердлюються отвори діаметром та глибиною 5...8 мм, то для бетону ці розміри повинні бути на порядок більшими – тобто

© В. П. Редченко, 2013

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

50...80 мм. Для тонкостінних конструкцій, чи для армованих конструкцій, такі локальні руйнування часто є неможливими.

Результати досліджень

Будь-яке локальне руйнування матеріалу конструкції викликає зміни напруженого стану поблизу цього руйнування, що може бути використаним для отримання інформації про початкові напруження (до руйнування). Теоретичні дослідження були виконані в програмному середовищі, що реалізує метод скінчених елементів. Розглядалася рівномірно стиснута пластина, в якій робився щільний проріз глибиною h . Розміри пластини вибрані достатньо великі у порівнянні з глибиною прорізу, щоб картина напружень на її границях не змінювалася при виконаному прорізі. На рис. 1 представлено графік залишку напружень в пластині відносно їх початкових значень (F/F_0) в залежності від відносної відстані до прорізу L/h .

жності від відносної відстані до прорізу L/h , де L – відстань від прорізу.

Цілком зрозуміло, що наклеївши тензодатчик поблизу наміченого прорізу можна після виконання прорізу за виявленим змінами визначити початкові напруження. При цьому розрахунки залишаються досить складними, а їх результат залежить від розмірів прорізу, розмірів датчика та його розташування відносно прорізу.

Оцінимо практичну сторону вимірювань. Найбільш сприятливою зоною для вимірювань є ділянка між 0,5 та 1,25 L/h . Якщо взяти тензодатчик довжиною 20 мм, то виходячи з цих величин глибина прорізу повинна бути 27 мм, а край датчика буде на відстані 13 мм від прорізу. Більші розміри тензодатчика відповідно вимагатимуть і більшої глибини прорізування бетону.

Також було розглянуто зміну напружень на ділянці між двома прорізами.

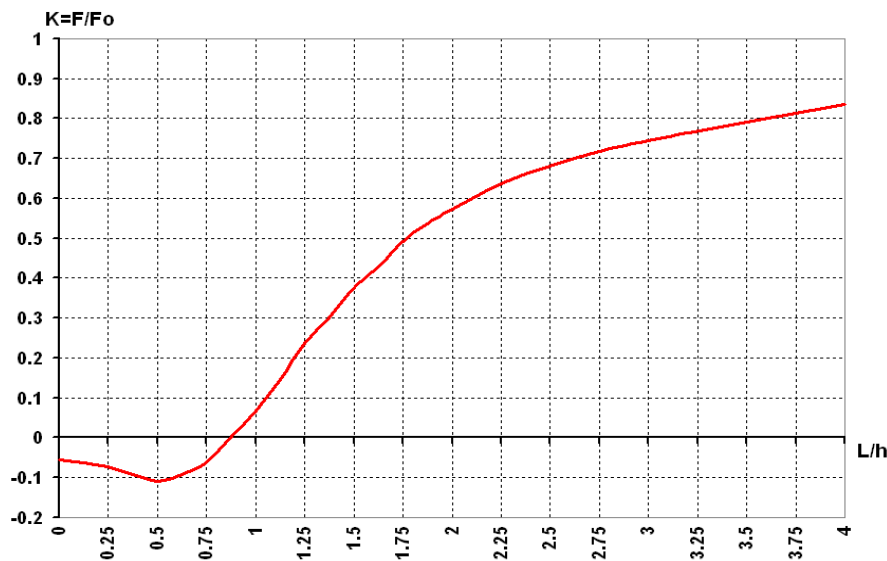


Рис. 1. Графік відносної залишки напружень (F/F_0) в залежності від відносної відстані від прорізу (L/h , L – відстань від прорізу, h – глибина прорізу)

В цьому випадку, зі збільшенням відношення глибини прорізів до відстані між ними зміна напружень на поверхні між прорізами зростає аж до зміни знаку напружень на протилежний. При відносній глибині прорізу $h/L \approx 0,3$ (L – відстань між прорізами) напруження в точці посередині між прорізами повністю зникають. На рис. 2 представлено графік зміни напружень в пластині для точки посередині між

прорізами в залежності від відношення глибини прорізів до відстані між ними.

Оцінимо практичну сторону вимірювань випадку з двома прорізами. Найбільш сприятливою умовою для вимірювань є відношення $h/L \approx 0,3$. Якщо робити проріз глибиною 20 мм, то виходячи з цих величин відстань між прорізами повинна бути 60 мм, а край датчика довжиною 20 мм будуть на відстані 20 мм від прорізів.

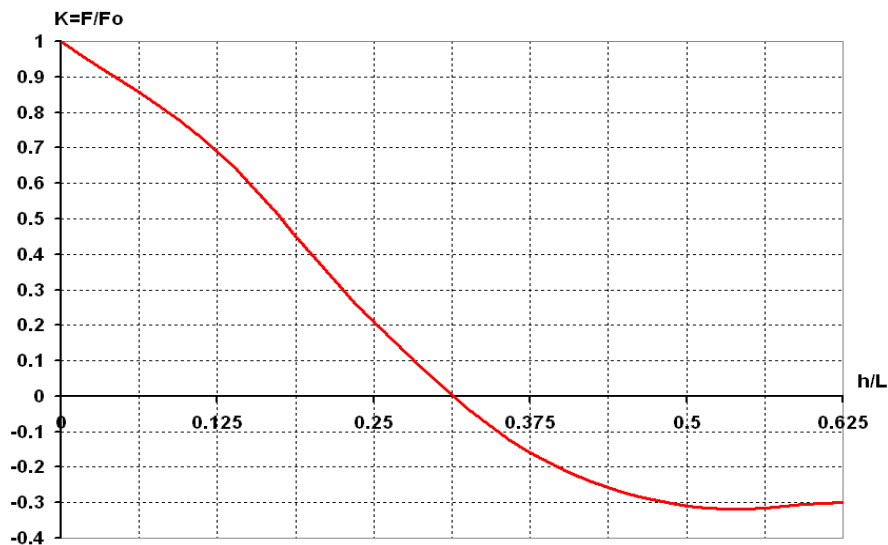


Рис. 2. Графік відносної зміни напружень (F / F_0) для точки посередині між прорізами в залежності від відносної глибини прорізу (h / L)

Як бачимо, у випадку з двома прорізами можна робити прорізи меншої глибини, ніж у випадку з одним прорізом, а сам датчик при цьому буде на більшій відстані від прорізів. Відстань від краю прорізу до датчика є суттєвим чинником, оскільки при виконанні прорізу бетон поблизу нагрівається і чим ближче до прорізу тим більша температура нагріву.

Таким чином, маємо наступну послідовність робіт:

- намічається ділянка конструкції, де потрібно визначити постійні напруження стиснення і де можна зробити прорізи глибиною до 20 мм;
- наклеюється тензодатчик та виконуються початкові вимірювання опору датчика;
- виконується прорізи;
- після певного часу (для охолодження зони прорізів) виконуються заміри опору датчика;
- за різницею опору датчика до та після прорізу встановлюється зміна напружень (ΔF) на ділянці вимірювання;
- за виміряною зміною напружень множенням на коефіцієнт приведення (K) визначаються напруження від постійних навантажень.

Етап визначення коефіцієнту приведення є найбільш складним та впливовим на результат, оскільки він окрім геометричних залежностей, які представлені графіками на рис. 1 та 2, також

залежить від багатьох інших факторів впливу і деякі з них можуть бути невизначені. Наприклад: проріз виконується дисковою пилкою та на скінченій довжині (нерівномірна глибина прорізу); в зоні прорізів може бути арматурний стрижень чи крупний щебінь і т.п. Пропонується коефіцієнт приведення визначати (уточнювати) за експериментальними даними безпосередньо на об'єкті досліджень.

Мости на відміну від багатьох інших будівельних споруд працюють не лише на постійні навантаження, а ще й на тимчасові. Саме тому додаткове вимірювання зміни опору тензодатчика від певного (випробувального) тимчасового навантаження до і після виконання прорізу дає необхідну інформацію про ступінь виключення ділянки бетону із загальної роботи масиву бетону, а отже і дає можливість визначити коефіцієнт приведення за наступною формулою:

$$K = \frac{F_0}{F_0 - F_1}, \quad (1)$$

де F_0 – напруження від випробувального навантаження до виконання прорізу; F_1 – напруження від випробувального навантаження після виконання прорізу.

Постійно діючі напруження (P) визначаються як:

$$P = K \cdot \Delta F, \quad (2)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

де ΔF – величина зміни напружень за показами до і після виконання прорізу.

У формулі (1) параметри F_0 та F_1 визначені за показами одного і того ж датчика, отже, вони можуть бути представлені як в абсолютних так і у відносних значеннях. Саме тому, якщо використовується випадкове випробувальне навантаження з різною масою, то можна скористатися додатковим реперним датчиком. Реперний датчик встановлюється поблизу робочого датчика (але на достатній відстані від прорізу – як мінімум $10h$) так, щоб реакції обох датчиків на тимчасове навантаження були прямо пропорційними. В цьому випадку F_0 та F_1 визначаються як відносні величини до показів реперного датчика і значення випробувального навантаження може бути довільним (для мостів це випадковий проїзд транспорту).

Як приклад, розглянемо натурний експеримент по визначенню постійних напружень в стійці проміжної опори мосту. Опора виконана у вигляді плоскої рами – дві стійки-колони об'єднані поверху ригелем. На опору спираються балкові розрізні прогонові будови з розрахунковим прольотом 21,7 м. За результатами натурних обмірів обпирання прогонових будов на опору виконано з ексцентриситетом (рис. 3).

Тензодатчики (база 10 мм) наклеювалися на поверхню стійки в діаметрально протилежних точках вздовж осі мосту (точки Д1 та Д2 див. рис. 3). Лінії впливу для вертикальних напружень у вказаних точках представлені на рис. 3, а та б. Графіки (реєстраційний комплекс «Spider 8») показів датчиків під час проїзду над опорою випадкової вантажівки представлені на рис. 4. Датчик Д1 – реперний датчик, датчик Д2 – робочий. За відносними показами максимальних квазістатичних складових $F_0 = 1,16$.

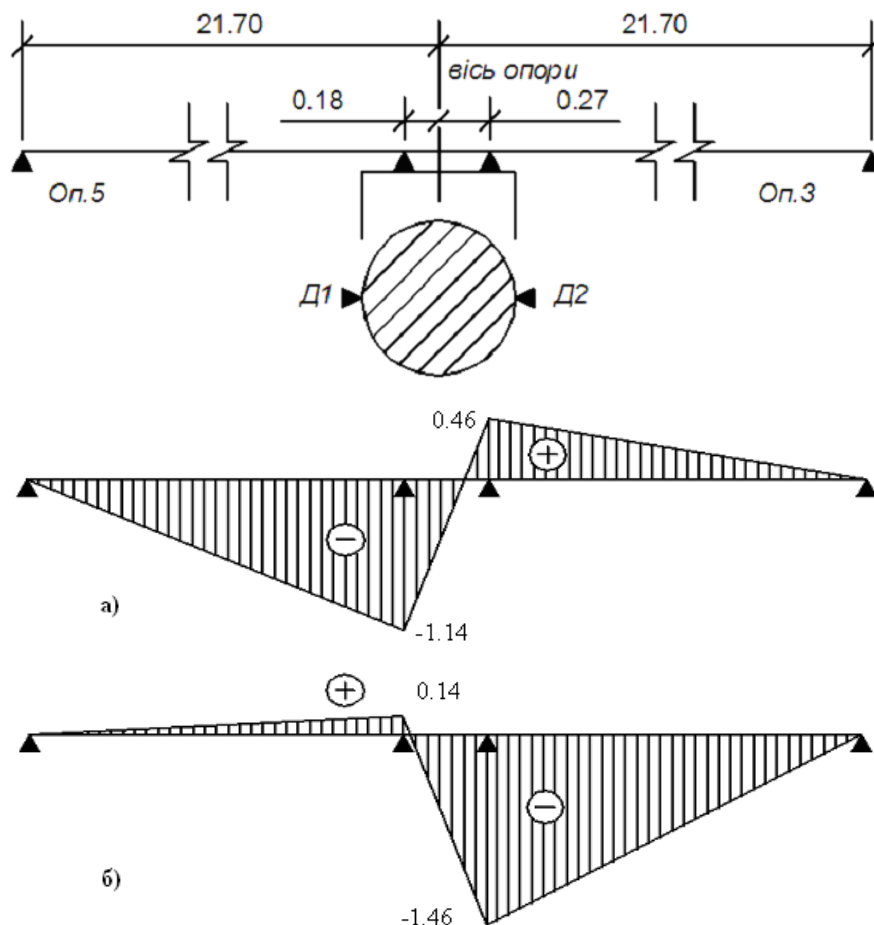


Рис. 3. Схема обпирання прогонових будов на опору та лінії впливу для напружень в точках Д1 (а) та Д2 (б)

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

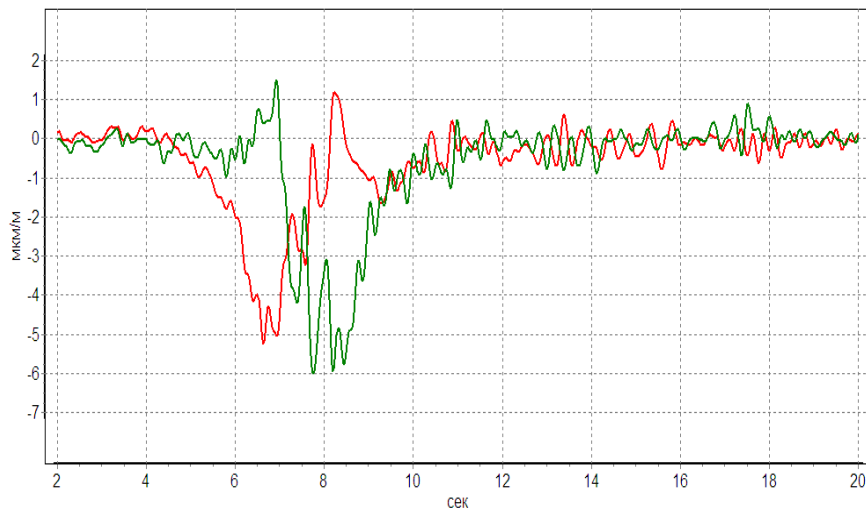


Рис. 4. Графіки показів датчиків при проїзді вантажівки над опорою

Проріз в бетоні глибиною біля 10 мм виконувалася поблизу датчика Д2 (приблизно 20 мм від середини датчика). За геометричними характеристиками прорізу (див. рис. 1) коефіцієнт приведення має бути близьким до 2. На рис. 5 показано діаграму зміни показів (мкм/м)

датчика Д2 під час виконання прорізу. Реєстрація показів виконувалася неперервно, тому добре видно ділянку, де виконується проріз та ділянку охолодження (стабілізація показів).

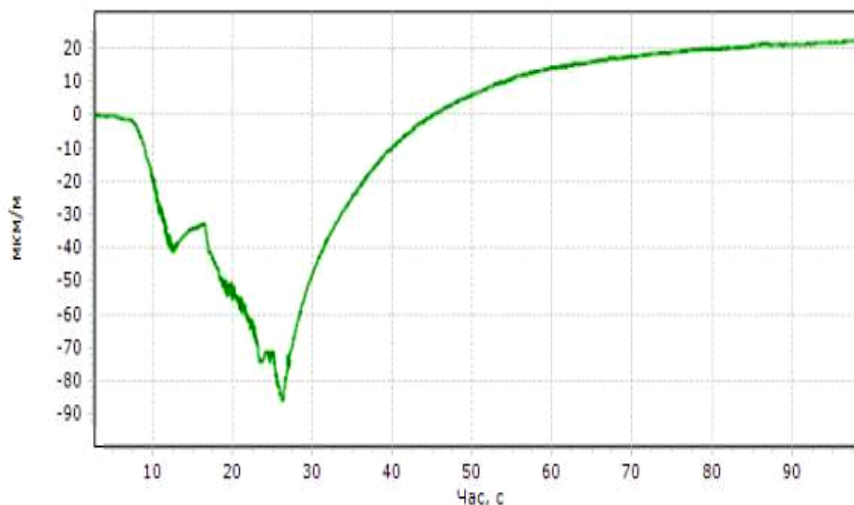


Рис. 5. Діаграма зміни відносних деформацій (мкм/м) в бетоні стійки мостової опори (одностороння прорізь)

За результатами вимірювань отримано зміну відносних деформацій 22×10^{-6} , що для модуля пружності бетону 32×10^3 МПа відповідає зміні напружень $\Delta F = 0,704$ МПа ($7,04$ кг/см²).

Графіки показів робочого та реперного датчиків під час проїзду над опорою випадкової вантажівки вже після виконання прорізу представлені на рис. 6.

За відносними показами квазістатичних складових $F_1 = 0,62$. За формулою (1) коефіцієнт приведення $K = 2,15$, а отже вертикальні напруження в точці Д2 від постійних навантажень мають значення $P = K \cdot \Delta F = 2,15 \cdot 0,704 = 1,514$ МПа. За розрахунками (визначення ваги прогонових будов та опори через натурні обміри конструкцій та питому вагу їх матеріалів) напруження в стійці опори для точки Д2 становлять близько 1,7 МПа.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

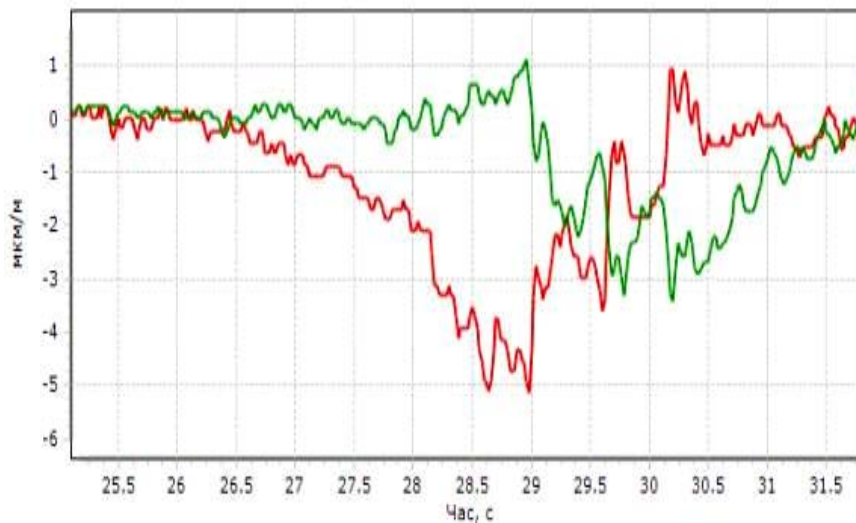


Рис. 6. Графіки показів датчиків при проїзді вантажівки над опорою після виконання прорізу біля одного з датчиків

Висновок

Як показали виконані дослідження, визначення напружень в залізобетонних мостових конструкціях можна виконувати шляхом вимірювання змін місцевих деформацій поблизу невеликого прорізу чи між двома прорізами. Пропонується ступінь виключення ділянки бетону біля прорізу із загальної роботи масиву бетону уточнювати за результатами випробування тимчасовим навантаженням. Натурний експеримент підтвердив працездатність методу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]. – Чинний від 2009-11-11. – К. : Мін регіон буд. України, 2009. – 73 с.
2. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]. – Чинний від 2010-03-01. – К. : Мін регіон буд. України, 2009. – 66 с.
3. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування [Текст]. – Чинний від 2010-03-01. – К. : Мін регіон буд. України, 2009. – 42 с.
4. Посібник до ДБН В.2.3-6:2010 «Мости та труби. Обстеження і випробування» [Текст]. – К. : ДерждорНДІ, 2010. – 204 с.
5. ДСТУ-Н Б В.2.2-23:2009. Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [Текст]. – Чинний від 2009-11-11. – К. : Мінрегіонбуд, 2009. – 49 с.
6. Редченко, В. П. Температурные трещины в колоннах мостовых опор [Текст] / В. П. Редченко // Будівництво: 36. наук. пр. ДНУЗТ ім. академіка В. Лазаряна. – Д., 2002. – Вип. 11. – С. 89-93.
7. Rendler, N. J. Hole-drilling Strain-gage Method of Measuring Residual Stresses [Текст] / N. Rendler, I. Vignes // Proceeding of the Society for Experimental Stress Analysis. – Vol. XXIII, No.2. – 1966 – pp. 557-586.
8. Witt, F. A Comparison of Residual Stresses Measuring Using Blind-hole Drill, Abrasive Jet, Trepan Ring [Текст] / F. Witt, F. Lee, W. Rider // Presented at Society for Experimental Stress Analysis Meeting. – Dearborn, Michigan, 1981.
9. Dey, H. C. An assessment of residual stresses on 316LN SS machined plates by hole-drilling strain-gage method [Текст] / S.K. Albert, A.K. Bhaduri // International Journal of Materials and Product Technology. – Vol. 43, No.1-4. – 2012 – pp. 134-143.

В. П. РЕДЧЕНКО^{1*}

^{1*} Днепропетровский комплексный отдел, Государственное предприятие «Государственный дорожный научно-исследовательский институт имени Н. П. Шульгина», ул. Батумская, 11, Днепропетровск, Украина, 49074, тел. +38 (050) 413 89 09, эл. почта gvp50@meta.ua

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОСТОЯННЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Цель. Актуальным для мостов, которые эксплуатируются, является вопрос определения напряженного состояния конструкций от постоянно действующих нагрузок. Для решения этого вопроса предлагается определять указанные напряжения методом несущественного локального разрушения, который необходимо усовершенствовать. **Методика.** Теоретические производились путем моделирования методом конечных элементов различных вариантов локального разрушения напряженного бетона. Результаты теоретических исследований были проверены проведением натурного эксперимента. **Результаты.** На основании анализа теоретических исследований были сформулированы основные принципы практической реализации метода определения постоянно действующих напряжений для железобетонных конструкций мостов путем выполнения неглубоких прорезей в напряженном бетоне. Для проверки результатов теоретических исследований был выполнен натурный эксперимент. **Научная новизна.** Определены зависимости изменения напряженного состояния по поверхности бетонного массива при производстве неглубокой щелевой прорези. Предложено усовершенствованный алгоритм определения начальных напряжений в бетоне за их изменением на поверхности бетона при производстве щелевой прорези. **Практическая значимость.** Внедрение в практику разработанного метода позволит более точно определять техническое состояние железобетонных мостов. По результатам натурного эксперимента было уточнено техническое состояние опоры моста и разработаны рекомендации по ее ремонту, о чем организации, которая занимается содержанием данного моста, был направлен технический отчет.

Ключевые слова: железобетонные конструкции; постоянные нагрузки; напряжения

V. P. REDCHENKO^{1*}

^{1*} Dnepropetrovsk complex department, The State Enterprise, «State Road Research Institute named after M. P. Shulgin», 2 Batumska Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49074, tel. +38 (050) 413 89 09, e-mail rvp50@meta.ua

EXPERIMENTAL DEFINITION OF RESIDUAL STRESSES IN CONCRETE CONSTRUCTIONS

Purpose. Relevant for bridges, which are operated, is a matter of determining the stress state of the structures standing loads. To solve this problem is proposed to determine the stress specified by the nonessential local destruction, which need to be improved. **Methodology.** Theoretical research produced by finite element modeling of different variants of local destruction of prestressed concrete. The theoretical results have been verified in-situ experiment. **Findings.** Based on an analysis of theoretical studies have formulated the basic principles of practical implementation method for the determination of permanent stresses for concrete structures of bridges by performing shallow slits in prestressed concrete. To check the results of theoretical research was carried out full-scale experiment. **Originality.** The dependence of changes in the stress state in the concrete surface of the slit parameters. Proposed improved algorithm for determining the initial stresses in the concrete for their variation on the surface of the concrete work at slot. **Practical value.** Implementation in practice of the developed method will more accurately determine the technical state of reinforced concrete bridges. According to the results of field experiment, it was clarified the technical condition of the bridge abutments and developed recommendations for its repair, and organization that deals with the content of this bridge was sent to the technical report.

Keywords: concrete constructions; constant a load; residual stresses

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. О. С. Распоповим (Україна).

Надійшла до редколегії 29.10.2013.

Прийнята до друку 30.11.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.042.8: 624.872

К. І. СОЛДАТОВ^{1*}, Ю. М. ГОРБАТЮК², С. В. КЛЮЧНИК³, М. К. ЖУРБЕНКО⁴

^{1*} Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (096) 527 26 01, ел. пошта kim-kim@i.ua

² Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (093) 339 41 28, ел. пошта Yuri.Gorbatyuk@gmail.com

³ Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (067) 367 34 34, ел. пошта SSSer 05@ukr.net

⁴ ГНДЛ штучних споруд, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (067) 122 71 63

ДО ПИТАННЯ НОРМУВАННЯ СТАТИЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА НАПЛАВНІ МОСТИ

Мета. Метою даної роботи є дослідження статичної роботи наплавних мостів під реальним навантаженням шляхом розробки методики розрахунків, яка б була підкріплена експериментальними даними. **Методика.** Для дослідження роботи наплавного мосту під статичним навантаженням з метою його нормування вибрана методика експериментально-теоретичного дослідження. Теоретичні розрахунки виконані по схемі нерозрізної конструкції на пружних опорах (понтонів) або на пружній основі. **Результати.** На основі аналізу даних розрахунків та випробувань на реальному об'єкті, встановлено, що теоретичні прогини незначно відрізняються від отриманих при випробуваннях. **Наукова новизна.** У даному випадку дуже важливим є те, що теоретичні дослідження підкріплені масштабним експериментом на реальному об'єкті з реальним навантаженням. **Практична значимість.** Проведене експериментально-теоретичне дослідження дає змогу користуватись даною методикою розрахунків наплавних мостів і при проектуванні подібних конструкцій отримувати надійні результати.

Ключові слова: понтон; наплавні мости; жорсткість; прогин; переміщення; завантаження

Наплавні мости призначені для організації тимчасових переправ через водні перешкоди при аварійних ситуаціях (зливи, повені), коли зруйновано капітальні споруди (мости, труби), або під час ремонту постійних мостів для забезпечення перебазування техніки, будівельних конструкцій та матеріалів на протилежний берег. У зв'язку з зміною кліматичних умов на планеті стихійні лиха завдають значної шкоди, руйнуючи в першу чергу мостові споруди за рахунок того, що основний потік води іде саме по руслу річок. Якщо раніше таке спеціальне майно для наведення тимчасового наплавного мосту використовувалось в основному у військах, то на сучасному етапі його необхідно широко застосовувати у ситуаціях при стихійних лихах.

Найчастіше для зведення наплавного мосту використовувалось майно НЖМ-56, яке призначалось для наведення залізничних мостів та па-

ромних переправ через широкі та глибокі водні перешкоди. Таке майно знаходиться на балансі військових частин. На сучасному етапі воно повинно бути також зосереджене і у службі Міністерства з надзвичайних ситуацій. Його базування повинно бути розміщене на територіях, які найчастіше підвернені стихійним лихам, а по іншій території рівномірно із розрахунку швидкої доставки до місця стихійного лиха.

Існуюче майно НЖМ-56 складається з двох основних частин: опор і прогонових будов. Опори в свою чергу поділяють на проміжні плавучі (понтони) та берегові лежні і жорсткі підйомні. Прогонові будови пристосовані для використання як під автошляхове навантаження так і під залізничне. Довжина прогонових будов (секції) складає 6,25 м з умов можливості швидкого їх перебазування до місця автомобільним або залізничним транспортом. Схема наплавного мосту наведена на рис. 1.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА



Рис. 1. Схема наплавного мосту загальною довжиною 531,82 м

Як видно для зведення такого моста потрібна значна кількість прогонових будов та понтонів. Зменшити кількість прогонових будов можливо, якщо є реальна можливість зменшення кількості проміжних опор (понтонів). Для розрахунку приймаємо розрахункову схему у вигляді нерозрізної багато-прогінної балки на пружних опорах, де пружними опорами є понтони (рис. 2).

Зробимо аналіз можливості застосування прогонових будов, що складаються з 1-6 типових секцій при спиранні на понтони. Звісно, що при спиранні на проміжну опору (понтон) прогонової будови більшої довжини його осадка від власної ваги понтона та прогонової будови буде збільшуватись, а при додатковому тимчасовому навантаженні ця осадка буде значно збільшуватись у залежності від кількості одиниць техніки, яка розташована на прогоні.

З умов пропуску вантажів по мосту приймаємо тимчасове навантаження як рівномірно-розподілене інтенсивністю $q = 62$ кН/м. Маса понтона та водного баласту в них для розрахунку приймається як зосереджена сила, що розташована над проміжною опорою. У зв'язку з тим, що довжина прогонів збільшується – берегову частину приймаємо меншої довжини. Крім того, для того щоб не було значного переміщення шарніра, який з'єднує перехідну частину з річковою, під перехідною частиною встановлюється по два, з'єднаних між собою, понтона.

Таким чином принципова розрахункова схема такого наплавного мосту – це балка на пружних опорах (понтони). Пружність опор руслової частини приймається c , а перехідної частини $2c$. Розрахункова схема наведена на рисунку (див. рис. 2).

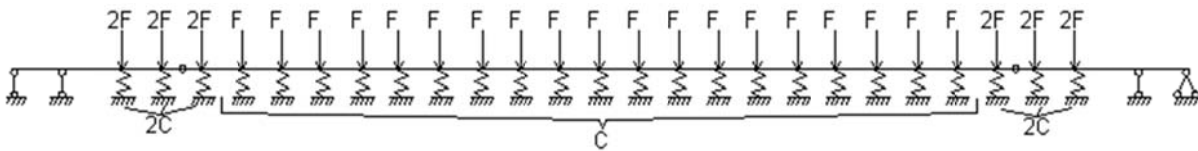


Рис. 2. Розрахункова схема наплавного мосту

F – зосереджена сила від маси понтона та водного баласту в ньому;

c – жорсткість наплавної опори (понтону) $c = 77,76$ т/м.

Розрахунки проведені для жорсткості проміжної опори (понтону) $c = 702,0$ кН/м. Розміри понтонів $27 \times 2,6 \times 1,35$ м, відповідно площа – $70,2$ м². Для опускання (осадки) понтона на 1 м потрібно прикласти силу 702 кН. Зосереджене навантаження F приймається для трьох випадків:

- понтони не заповнені водним баластом і на них спираються прогонові будови відповідної довжини та ваги (тимчасове навантаження відсутнє);
- понтони заповнені водним баластом (сухий борт 0,5 м) на них спираються прогонові будови відповідної довжини та ваги (тимчасове навантаження відсутнє);

– понтони не заповнені водним баластом, прогонові будови відповідної довжини та ваги завантажені тимчасовим навантаженням q .

Другий випадок прийнято як такий, що забезпечує більшу остійність, але висота сухого борту в окремих випадках може бути недостатньою і треба бути зменшити масу водного баласту у понтоні. Прогонові будови прийняті типової конструкції тієї ж довжини, що і при дослідженні динамічної роботи: 6,25 м; 11,32 м; 12,35 м; 14,41 м; 16,47 м; 18,53 м; 21,63 м; 23,68 м.

При застосуванні наплавних мостів у надзвичайних ситуаціях їх треба умовно поділити

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

на декілька типів у залежності від тимчасового навантаження:

- для залізничного транспорту;
- для автомобільного транспорту;
- для легкого автомобільного транспорту та пішоходів;
- тільки для пішоходів.

Інтенсивності навантаження у даних випадках будуть різними і зв'язно будуть різними схеми наплавних мостів, довжини прогонових будов та самі тимчасові опори (не заповнені водним баластом або заповнені і на яку висоту).

Використовуючи дану схему обчислюємо прогини не прогонових будов (оскільки вони незначні), а осадку понтонів при різних довжинах прогонових будов, що на них спираються. Маса понтонів та води в них буде імітувати зосереджені сили, які розташовані над пружними опорами (понтонами). Так як довжини прогонових будов мають діапазон 6,25...23,68 м, то берегову частину робимо меншою. А для того щоб не було великого вертикального переміщення шарніра, який

з'єднує перехідну частину з річковою, під перехідною частиною ставимо по два з'єднаних між собою понтони.

Розглянута схема навантажувалась трьома різними зосередженими силами: спочатку в ролі зосередженої сили враховувалась тільки власна вага понтона, яка становить 118 кН і прогонової будови. По другій схемі понтон завантажувался водним баластом таким чином, щоб залишалось 0,5 м сухого борту і в третьому випадку до першої схеми додавалось навантаження від рухомого складу.

Маса води в понтоні (водний баласт) становить

$$m = F = h \cdot b \cdot a, \quad (1)$$

де b, a – відповідно ширина і довжина понтона, h – висота заповнення водою понтона, м.

Для випадку коли залишається 0,5 м сухого борту, зосереджена сила від ваги самого понтона та води в ньому дорівнює

$$F = (1,35 - 0,5) \cdot 27 \cdot 2,6 = 596,7 \quad (2)$$

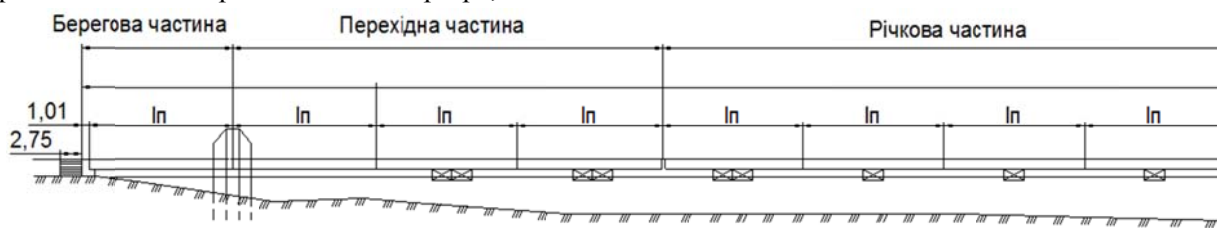


Рис. 3. Схема моста запропонованої конструкції

Розрахунки проводились з застосуванням програмного комплексу СКАД. Розглянуті наступні три схеми навантаження.

Власна вага понтону (118 кН) і прогонових будов, що на нього спираються.

Власна вага понтону і баласту в ньому та прогонових будов, що на нього спираються (сухий борт становить 0,5 м).

Власна вага понтону, прогонових будов та тимчасове навантаження 62 кН/м.

Всі отримані результати розрахунку вертикальних переміщень для трьох схем завантаження зведено у табл. 1, 2 та 3.

Таблиця 1

Результати розрахунку осадки при різних схемах завантажень

Довжина прольоту l_n , м	Повна довжина мосту, м	Прогин, мм при схемах завантаження: 1, 2, 3			Довжина прольоту l_n , м	Повна довжина мосту, м	Прогин, мм при схемах завантаження: 1, 2, 3		
		1	2	3			1	2	3
6,25	531,8	22,3	84,0	72,2	11,32	520,7	24,2	85,7	114,4
12,35	518,7	25,1	86,6	123,5	14,41	518,7	30,0	91,5	145,0
16,47	510,6	31,8	93,3	163,1	18,53	518,8	43,2	104,8	191,0
21,63	519,1	58,3	120,0	230,7	23,68	520,9	62,5	123,8	251,1

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Таблиця 2

Переміщення для парому на який встановлено 3 вагони

Довжина прольоту l_n , м	Довжина парому, м та кількість понтонів	Прогин, мм при схемах завантаження: 1, 2, 3			Довжина прольоту l_n , м	Довжина парому, м та кількість понтонів	Прогин, мм при схемах завантаження: 1, 2, 3		
		1	2	3			1	2	3
6,25	37,5/6	21,6	83,1	66,0	11,32	45,28/4	22,5	84,1	96,3
12,35	37,05/3	21,6	83,2	85,7	14,41	43,23/3	25,1	86,7	102,4
16,47	49,41/3	26,7	88,3	118,1	18,53	37,06/2	29,1	90,7	103,1
21,63	43,26/2	36,7	98,3	123,0	23,68	47,36/2	38,7	100,3	133,1

Таблиця 3

Переміщення для парому на який встановлено 6 вагонів

Довжина прольоту l_n , м	Довжина парому, м та кількість понтонів	Прогин, мм при Схемах завантаження: 1, 2, 3			Довжина прольоту l_n , м	Довжина парому, м та кількість понтонів	Прогин, мм при схемах завантаження: 1, 2, 3		
		1	2	3			1	2	3
6,25	75,0/12	22,6	84,2	74,6	11,32	79,2/7	24,6	86,2	118,8
12,35	74,1/6	25,4	87,0	127,4	14,41	72,0/5	30,0	91,4	144,1
16,47	82,0/5	32,0	93,6	165,0	18,53	74,1/4	41,8	103,4	182,4
21,63	86,5/4	57,8	119,4	228,5	23,68	71,0/3	51,4	113,0	196,6

Якщо від результату по третій схемі відняти результат по першій, то маємо осадку від тимчасового навантаження.

У випадку влаштування паромних переправ на рис. 4 наведено схему шестисекційного парому та пристані.

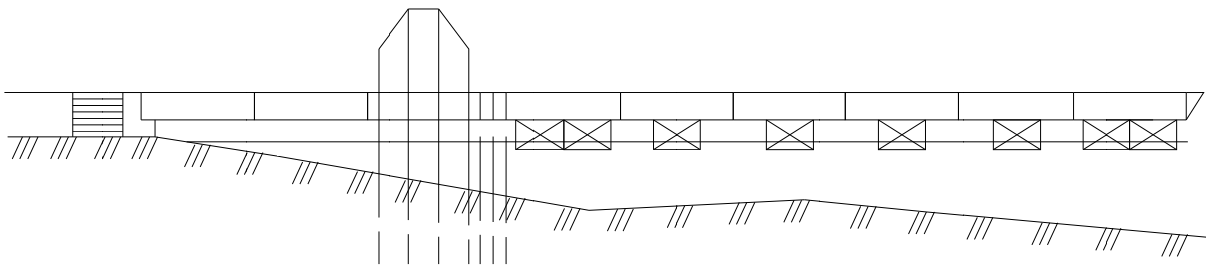


Рис. 4. Схема шестисекційного парому та пристані

Так як і в наплавному мості на понтони ми ставимо більші за довжиною прогонові будови

і находимо їхнє переміщення від таких самих навантажень.

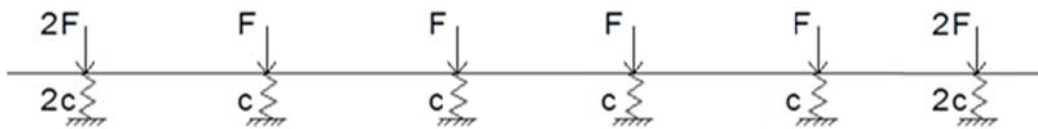


Рис. 5. Розрахункова схема паромної переправи

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

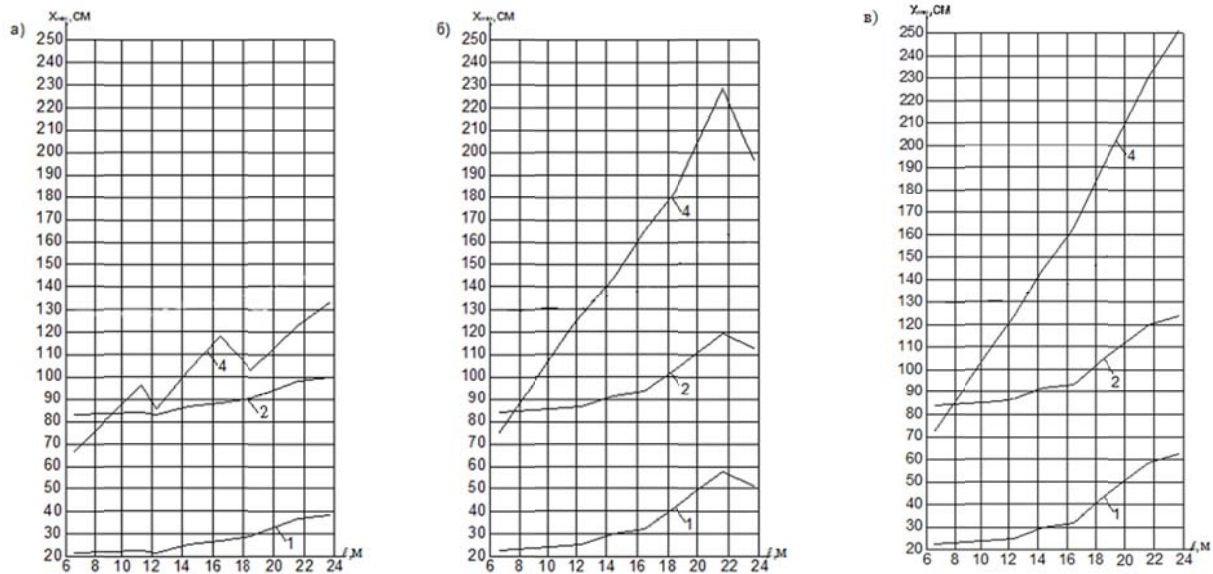


Рис. 6. Графіки переміщень у залежності від довжини прогонової будови:

а) – пором під 3 вагона; б) – пором під 6 вагонів (1 – від сил 118 кН; 2 – від сил 596,7 кН; 4 – від тимчасового навантаження 62 кН/м разом із власною вагою); в) – графіки переміщень в залежності від довжини прогонової будови та схеми завантаження

Проведені теоретичні дослідження показали, що наплавні залізничні мости залишаються в Україні унікальним транспортним засобом, який забезпечує переправу через водні перешкоди залізничного рухомого складу та автомобільної техніки, як в мостовому так і в поромному варіанті. Крім того їх використання доцільне не лише в інтересах оборони, а і в мирний час в інтересах економіки держави, особливо в умовах ліквідації наслідків техногенних та природних катастроф і при будівництві позакласних і великих мостів.

З метою підкріплення результатів теоретичних досліджень статичної та динамічної роботи наплавних мостів у вересні 2012 року були проведені випробування наведеної конструкції НЗМ-56 через водну перешкоду довжиною 325 м з пропуском рухомого складу та

автомобільної техніки. Випробування проводились галузевою науково-дослідною лабораторією «Штучних споруд» Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту. Програмою випробувань перевірялись:

- осадка від рухомого навантаження при проході потягу з тепловозом ТУ-2 загальною вагою 208 т (потяг, п'ять платформ з технікою);
- осадка від проходу колони автомобільної техніки;
- осадка від одиночних автомобілів;
- динамічна робота наплавного моста при проході вказаної техніки.

Загальний вигляд наплавного мосту наведено на рис. 7.



Рис. 7. Загальний вигляд руслової частини наплавного мосту

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

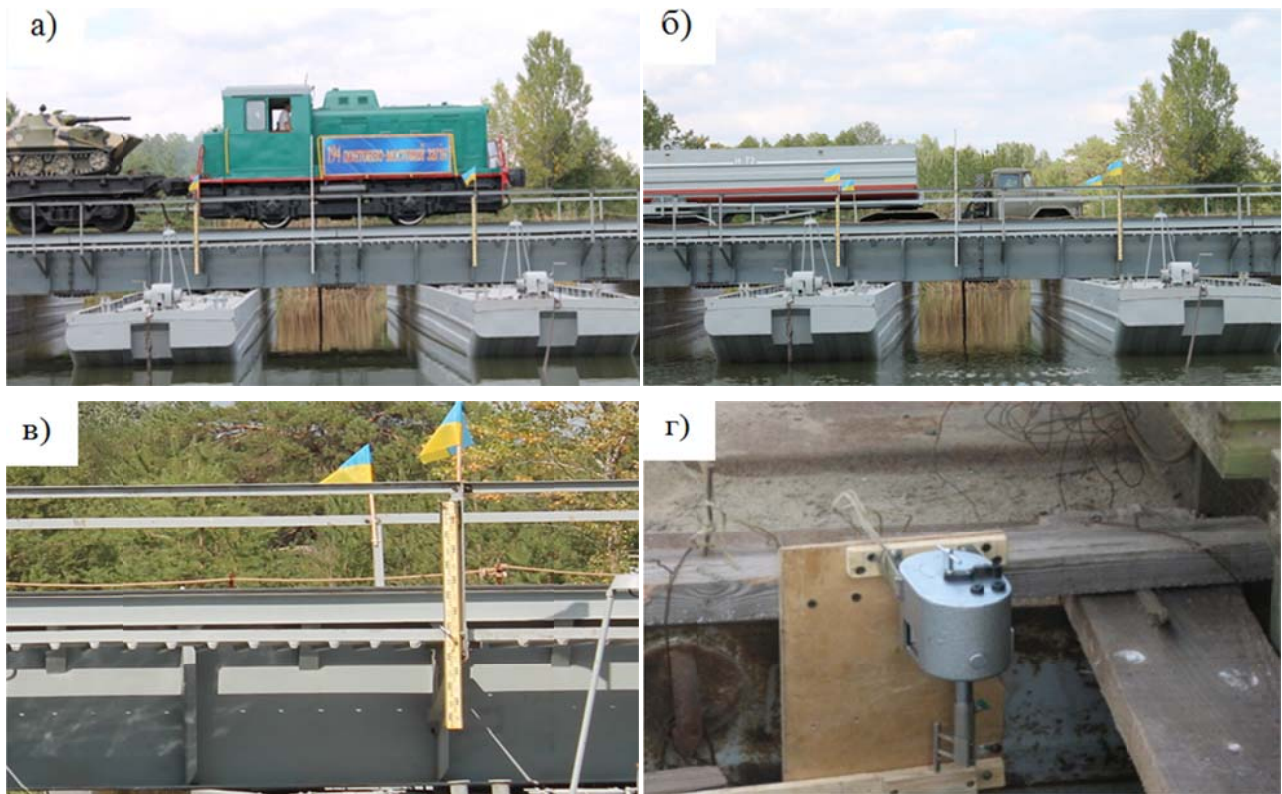


Рис. 8. Окремі моменти випробувань наплавного мосту:

а) – проїзд помосту рухомого складу з технікою; б) – проїзд одиночних автомобілів; в) – рейки для фіксації вертикальних переміщень; г) – віброграф ВР-1 для реєстрації коливань

Запис результатів випробувань проводився методом фіксації положення рухомого складу фотометричним методом з послідуною обробкою результатів за допомогою обчислювальної техніки (комп'ютерна програма). Перед початком випробувань на двох понтонах та між ними були закріплені геодезичні рейки, які давали можливість зафіксувати вертикальне переміщення в даних точках в любий момент часу.

За результатами випробувань побудовано графіки переміщень при проїзді рухомого складу з технікою у двох напрямках. Графіки наведено на рис. 9. (по вертикалі відкладено реальні переміщення двох суміжних понтонів та вузла їх з'єднання, а по горизонталі – номери моментів фіксації положення рухомого складу через рівні проміжки часу).

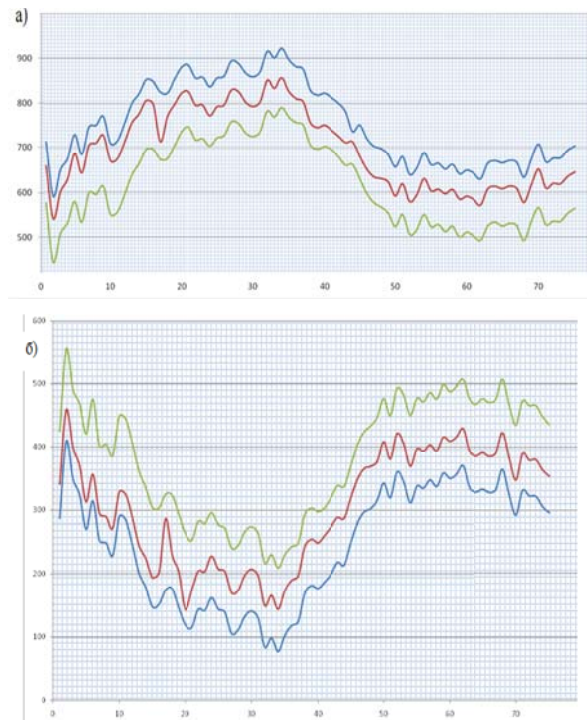


Рис. 9. Графіки переміщень при проїзді рухомого складу з технікою:

а – проїзд туди; б – проїзд в зворотному напрямку

© К. І. Солдатов, Ю. М. Горбатюк, С. В. Ключник, М. К. Журбенко, 2013

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Таблиця 4

При завантаженні туди (локомотив спереду)			При завантаженні у зворотному напрямку (локомотив з задку)		
Максимальний прогин (осадка), мм			Максимальний прогин (осадка), мм		
Між понтонами	Лівий понтон	Правий понтон	Між понтонами	Лівий понтон	Правий понтон
33,21	31,58	34,69	32,55	31,02	33,90
Осадка за результатами розрахунків					
32,68			32,58		

Додатково оброблені результати пропуску одиночних машин. Графік переміщень при проході окремих машин наведено на рис. 10, а у табл. 5 наведені максимальні вертикальні переміщення від проходів одиночних машин різної ваги. У колонках наведено два результати (два суміжні понтони по яких проводились вимірювання).

Як видно осадка понтонів за експериментом та за результатами розрахунків відрізняється незначно.

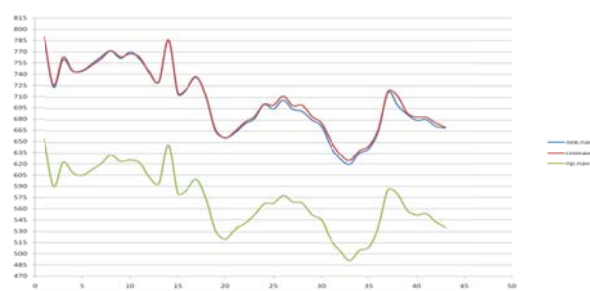


Рис. 10. Графіки переміщень при проїзді машин різного типу

Таблиця 5

Максимальні вертикальні переміщення від різних типів автомобілів

Тип машини	Наїзд на понтони	З'їзд з понтонів	Осадка, мм (випробування)	Осадка, мм (розрахунок)
ГАЗ-63	45,2...49,7	20,2...28,1	25,0...21,6	22,6
КамАЗ	83,7...75,9	118,8...109,0	35,1...34,9	33,8
КрАЗ	124,4...122,3	87,1...83,8	37,3...38,5	37,6
ЗИЛ-130 з понтоном	154,8...149,0	95,4...86,1	59,4...62,9	60,3

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Солдатов, К. И. Частные случаи задачи о собственных колебаниях регулярных упруго опертых балок [Текст] / К. И. Солдатов // Вопросы статической и динамической работы мостов. – Д., 1972. – Вып. 127. – С. 72-79.
2. Солдатов, К. И. Свободные колебания регулярных балок и некоторых мостовых конструкций на упругих опорах [Текст] : автореф. дис. канд. техн. наук ... / Ким Иванович Солдатов. – Д., 1971 – 19 с.
3. Наплавной железнодорожный мост НЖМ-56 [Текст]. – М. : Военное изд-во, 1977 – 343 с.
4. ВСН 136-78 Инструкция по проектированию вспомогательных сооружений и устройств для строительства мостов [Текст]. –

Введ. 1978-01-06. – М. : Минтрансстрой, 2001. – 300 с.

5. Кисляк, В. П. К вопросу о горизонтальной жесткости опор временных мостов [Текст] / В. П. Кисляк, К. И. Солдатов // Вопросы динамики мостов и теории колебаний. – Д., 1979. – Вып. 202/23 – С. 110-117.
6. Кисляк, В. П. Исследование динамической работы временных железнодорожных мостов [Текст] / В. П. Кисляк, К. И. Солдатов // Вопросы динамики мостов и теории колебаний. – Д., 1979. – Вып. 202/23. – С. 117-122.
7. Телов, В. И. Наплавные мосты, паромные и ледяные переправы [Текст] / В. И. Телов, И. М. Кануков. – М. : Транспорт, 1978. – 384 с.
8. Daniels, S. H. State to revisit pontoon fix [Текст] // Engineering News Engineering Record. – 1997. – Dec. 8. – P. 15.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

К. И. СОЛДАТОВ^{1*}, Ю. Н. ГОРБАТЮК², С. В. КЛЮЧНИК³, М. К. ЖУРБЕНКО⁴^{1*} Каф. «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (096) 527 26 01, эл. почта kim-kim@i.ua² Каф. «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (093) 339 41 28, эл. почта Yuri.Gorbatyuk@gmail.com³ ОНИЛ искусственных сооружений, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (067) 367 34 34, эл. почта SSSer 05@ukr.net⁴ ОНИЛ искусственных сооружений, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (067) 122 71 63

К ВОПРОСУ НОРМИРОВАНИЯ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ НА НАПЛАВНЫЕ МОСТЫ

Цель. Целью данной работы является исследование статической работы наплавных мостов под реальным грузом путем разработки методики расчетов, которая бы была подтверждена экспериментальными данными. **Методика.** Для исследования работы наплавного моста под статической нагрузкой с целью его нормирования выбрана методика экспериментально-теоретического исследования. Теоретические расчеты выполнены по схеме разрезной конструкции на упругих опорах (понтонках) или на упругом основании. **Результаты.** На основе анализа данных расчетов и испытаний на реальном объекте, установлено, что теоретические погрешности незначительно отличаются от полученных при испытаниях. **Научная новизна.** В данном случае очень важным является то, что теоретические исследования подкреплены масштабным экспериментом на реальном объекте с реальной нагрузкой. **Практическая значимость.** Проведено экспериментально-теоретическое исследование дает возможность пользоваться данной методикой расчетов наплавных мостов и при проектировании.

Ключевые слова: понтон; наплавные мосты; жесткость; прогиб; перемещение; загрузка

K. I. SOLDATOV^{1*}, Y. N. GORBATYUK², S. V. KLYUCHNIK³, M. K. ZHURBENKO⁴^{1*} DEPT. of Bridges, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (096) 527 26 01, e-mail kim-kim@i.ua² DEPT. of Bridges, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (093) 339 41 28, e-mail Yuri.Gorbatyuk@gmail.com³ BSRL Structure, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (067) 367 34 34, e-mail SSSer 05@ukr.net⁴ BSRL Structure, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (067) 122 71 63

TO QUESTION OF SETTING OF NORMS OF STATIC LOADING ON NAPLAVNYE BRIDGES

Purpose. The aim of this work is to study the static floating bridge work under real stress by developing a method of calculation that there was confirmed by experimental data. **Methodology.** For the study of the floating bridge under static load with a view to the valuation methodology selected experimental and theoretical study. Theoretical calculations were carried out under the scheme split design on elastic supports (pontoons) or on an elastic foundation. **Findings.** Based on the analysis of these calculations and tests on the real object, found that theoretical results slightly differ from those obtained in the tests. **Originality.** In this case, it is very important that the theoretical studies supported by large-scale experiment on the real object with the actual load. **Practical value.** An experimental and theoretical study provides an opportunity to use this technique and calculation of floating bridges in the design.

Keywords: pontoon; swimming bridges; inflexibility; bending; moving; load

Стаття рекомендована до публікації к.т.н., приват-проф. М. О. Лісняк (Україна).

Надійшла до редколегії 29.10.2013.

Прийнята до друку 30.11.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 622.016.4: 622.284.4

К. И. СОЛДАТОВ^{1*}, Ю. Л. ЗАЯЦ², В. И. СОРОКА³

^{1*} Каф. «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (096) 527 26 01, эл. почта kim-kim@i.ua

² Каф. «Безопасность жизнедеятельности», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (067) 704 74 33, эл. почта zyl41@mail.ru

³ Завод железобетонных конструкций, Павлоград, Украина, 51400, тел. +38 (050) 181 10 18, эл. почта stroydeta2011@mail.ru

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ШАХТНОЙ ЗАТЯЖКИ

Цель. Опыт эксплуатации различного типа шахтных затяжек свидетельствует о том, что большинство из них имеют недостаточную несущую способность, поэтому основной целью данной работы является конструирование и расчет затяжки, которая была бы оптимальной с точки зрения стоимости и несущей способности. **Методика.** Для исследования выбрана экспериментально-теоретическая методика, которая основывается на новой форме затяжки в виде криволинейного бруса, специальной методике расчета и проведении экспериментов на образцах, изготовленных на заводе мостовых железобетонных конструкций с различными параметрами, как по бетонной смеси, так и по армированию. **Результаты.** Результаты выполненных расчетов, проведения испытаний на значительном количестве образцов натуральной величины подтвердили, что данный тип затяжки имеет большую несущую способность в сравнении с аналогичными образцами в виде прямолинейного бруса. **Научная новизна.** В публикациях в данном направлении нет образцов подобных, описанным выше. Сама конструкция и методика расчета является новой. **Практическая значимость.** Данную модель затяжки уже производит Павлоградский завод железобетонных конструкций. В сравнении с прямолинейными аналогами она имеет такую же стоимость, а несущую способность на 50...100 % большую и не имеет тенденции к внезапному разрушению, что очень важно с точки зрения безопасности.

Ключевые слова: затяжка железобетонная; криволинейный брус; эксперимент; образец

В шахтном строительстве надежность шахтной крепи можно считать основным требованием при ее проектировании. В свою очередь в самой шахтной крепи особое положение занимает шахтная затяжка. В этом направлении разработано большое количество их типов, отличающиеся одна от другой материалом (дерево, металл, полимерные материалы, железобетон), трудоемкостью работ и главное стоимостью. Естественно, что меньшую стоимость при всех прочих условиях будет иметь затяжка, где применено минимальное количество металла или не менее дорогих композитных или полимерных материалов. Если проанализировать рынок (предложение и спрос), то железобетонные затяжки, несомненно, занимают ведущее положение, хотя по спросу этого сказать нельзя. Анализ предложений рынка по железобетонным затяжкам показывает, что по своей сути все они выполнены в виде плиты армированной высокопрочной проволокой (различие в

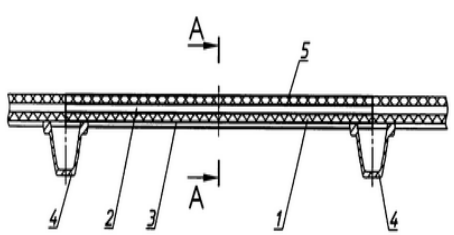
марке цемента, диаметре проволоки). В табл. 1 приведены основные типы затяжек заимствованные из Интернета с их краткой характеристикой.

Рассмотрим с позиции прочности и стоимости несколько вариантов железобетонной затяжки, варьируя диаметром арматурных стержней и площадью арматуры и приняв на данном этапе для всех образцов класс бетона В30 (расчетное сопротивление).

Исходные геометрические параметры и класс бетона для всех образцов приняты в данном исследовании идентичными: длина – 100 см, высота 5 см, ширина 20 см, вес одного погонного метра балки – 0,25 кгс/см. Сосредоточенная расчетная нагрузка – 500 кгс. Арматура: образец № 1 – 3 стержня высокопрочной арматуры диаметром 3 мм, образец № 2 – 3 стержня высокопрочной арматуры диаметром 5 мм, образец № 3 – 2 стержня высокопрочной арматуры диаметром 5 мм.

Таблица 1

Основные типы шахтных затяжек

Вид шахтной затяжки	Краткое описание, параметры
	Шахтная композитная сетка (марка СШ»). Лучшая замена металлическим сеткам. Материал трудногорюч, масса в 4...6 раз меньше металлических аналогов. Сетка абсолютно не подвержена коррозии в условиях шахтных вод. Стоимость сетки вполне сравнима со стоимостью традиционных металлических. Прочность сетки достаточна для ограждения пород любой степени устойчивости.
	Шахтная сетка-затяжка. Для производства используется низкоуглеродистая проволока диаметром от 4,0 мм до 6,5 мм по ГОСТ 3282-74 или катанка по ДСТУ 2770-94 (ГОСТ 30136-95) или по другой действующей нормативной документации. Номинальный размер ячейки по осям проволок не более: 120×70 мм; 120×58,5 мм; 100×60 мм.
	Сетка-затяжка металлическая сварная ЗМР. Сетка изготавливается в соответствии с ТУУ 12.00185790.070-95 из проволоки марки стали Ст1-3 СП, ПС, КП диаметром 5 мм. Размеры 100×50, 200×100, 100×100, 80×80, 90×130, цена соответственно 23,70; 76,00; 140,00; 34,00; 72,00 грн./шт.
	Шахтная затяжка, армированная металлической фиброй. Выполнена в форме прямоугольной плиты и армирована длинной стальной фиброй диаметром 0,3...0,6 мм, дополнительно короткой фиброй диаметр 0,2...0,8 мм и длину 5...40 мм. Расход фибры на одну затяжку 1000×200×40 мм – 460 г. При испытании плита выдерживала нагрузку 185...285 кг. На фото стальная фибра волнистая.
	Шахтная затяжка из спецпрофиля. Используется для рамных крепей, выполнена в виде плиты (1) и включает рабочую арматуру в виде профилей (2), монолитно связанных с плитой и расположенных вдоль ее длины. Плита имеет криволинейную форму. Затяжка выполнена из одной из групп твердеющих материалов, имеющих удельный вес меньше, чем удельный вес бетона (жесткий пенополиуретан и др.).
	Железобетонная шахтная затяжка. Плита затяжки шахтной железобетонной длиной: 1000 мм; 800 мм и 500 мм. Изготавливается согласно технических условий ТУУ В.2.7-26.6-00181668-001-2003, положения которых распространяются на ЗШ (затяжки шахтные) из тяжелого бетона и напрягаемой арматуры, предназначенные для затягивания кровли и блоков горных выработок.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Расчетное сопротивление арматуры $R_s = 14600$ кгс/см² (3 мм), 12550 кгс/см² (5 мм); бетона $R_b = 160$ кгс/см². Площадь арматуры соответственно для трех образцов – 0,20925 см², 0,58875 см², 0,3925 см².

Высота сжатой зоны бетона определяется по известной формуле

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}, \quad (1)$$

где x – высота сжатой зоны бетона, см; R_s – расчетное сопротивление арматуры, кгс/см²; A_s – площадь растянутой арматуры, см²; R_b – расчетное сопротивление бетона, кгс/см²; b – ширина поперечного сечения балки, см.

Высота сжатой зоны бетона (соответственно для трех образцов) имеет существенный разброс, ибо при такой постановке она зависит только от расчетных параметров арматуры (площади и расчетного сопротивления).

$$\begin{aligned} x_1 &= \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{14600 \cdot 0,20925}{160 \cdot 20} = 0,954 \text{ см}; \\ x_2 &= \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{12550 \cdot 0,58875}{160 \cdot 20} = 2,309 \text{ см}; \\ x_3 &= \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{12550 \cdot 0,3925}{160 \cdot 20} = 1,539 \text{ см}. \end{aligned} \quad (2)$$

Моменты, которые выдерживают сечения соответственно трех образцов, составят

$$\begin{aligned} M_1 &= R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = 160 \cdot 20 \times \\ &\times 0,954 \cdot \left(3,5 - \frac{0,954}{2}\right) = 9228 \text{ кгссм}; \\ M_2 &= R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = 160 \cdot 20 \times \\ &\times 2,309 \cdot \left(3,5 - \frac{2,309}{2}\right) = 17329,7 \text{ кгссм}; \\ M_3 &= R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = 160 \cdot 20 \times \\ &\times 1,539 \cdot \left(3,5 - \frac{1,539}{2}\right) = 13447,1 \text{ кгссм}. \end{aligned} \quad (3)$$

Момент, который действует на балку от указанной расчетной нагрузки, определяется по формуле, где учтен и момент от собственного веса балки

$$M = \frac{ql^2}{8} + \frac{Pl}{4} \quad (4)$$

где q – интенсивность постоянной нагрузки от собственного веса, кгс/см; P – сосредоточенная расчетная (испытательная) нагрузка, кгс; l – длина балки, см.

Подставляя в (4) значения параметров, имеем

$$\begin{aligned} M &= \frac{ql^2}{8} + \frac{Pl}{4} = \frac{0,25 \cdot 10000}{8} + \\ &\frac{500 \cdot 100}{4} = 12812,5 \text{ кгссм}. \end{aligned} \quad (5)$$

При армировании тремя стержнями диаметром 3 мм несущая способность недостаточна ($9228 < 12812,5$ кгссм).

При армировании тремя и двумя стержнями высокопрочной арматуры периодического профиля (с насечкой) диаметром 5 мм несущая способность достаточна ($17329,7$ и $13447,1 > 12812,5$ кгссм), однако при двух стержнях практически отсутствует запас прочности.

Для исследования возможности увеличения несущей способности предложено принять форму плиты в виде криволинейного бруса. Для криволинейного бруса принимаем аналогичные геометрические параметры (длина – 100 см, высота 5 см, ширина 20 см, класс бетона В30), что дает возможность учесть эффект влияния только кривизны. Принимаем стрелу прогиба $h = 6$ и 8 см. Хорда сегмента таким образом будет равна для всех трех случаев $a = 100 - 14 = 86$ см (по длине криволинейной части с учетом того, что площадки опирания приняты длиной по 7 см). Расчет выполнен для двух случаев армирования: двумя и тремя стержнями высокопрочной арматуры периодического профиля (с насечкой) диаметром 5 мм.

Угол сегмента определяем по известной формуле (7)

$$h = \frac{a}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{4}; \operatorname{tg} \frac{\alpha}{4} = \frac{2h}{a}. \quad (6)$$

и для двух значений стрелы подъема (6 и 8 см) соответственно равен

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{4} &= \frac{2h}{a} = \frac{2 \cdot 6}{86} = 0,1395; \alpha = 32^\circ; \\ \operatorname{tg} \frac{\alpha}{4} &= \frac{2h}{a} = \frac{2 \cdot 8}{86} = 0,1860; \alpha = 42^\circ \end{aligned} \quad (7)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

В свою очередь радиус определяется из зависимости (8) при известной хорде и углу

$$a = 2r \cdot \sin \frac{\alpha}{2}; \quad (8)$$

$$r = \frac{a}{2 \cdot \sin 16} = \frac{86}{2 \cdot 0,2756} = 156 \text{ см};$$

$$r = \frac{a}{2 \cdot \sin 21} = \frac{86}{2 \cdot 0,3584} = 120 \text{ см}. \quad (9)$$

Приведенный момент инерции сечения определяется из зависимости

$$I_{red} = \frac{bx^3}{3} + A_s \cdot n^1 \cdot (h-x)^2; \quad (10)$$

– при трех стержнях арматуры диаметром 5 мм

$$I_{red} = \frac{bx^3}{3} + A_s \cdot n^1 \cdot (h-x)^2 = \frac{20 \cdot 2,309^3}{3} +$$

$$+ 0,58875 \cdot 5,8 \cdot (3,5 - 2,309)^2 = 86,9 \text{ см}^4;$$

– при двух стержнях арматуры диаметром 5 мм

$$I_{red} = \frac{bx^3}{3} + A_s \cdot n^1 \cdot (h-x)^2 = \frac{20 \cdot 1,539^3}{3} +$$

$$+ 0,39250 \cdot 5,8 \cdot (3,5 - 1,539)^2 = 31,5 \text{ см}^4. \quad (11)$$

Следует отметить, что в данном случае на приведенный момент инерции сечения существенно влияет высота сжатой зоны бетона (в первом случае арматура увеличивает его всего на 5 %, а во втором – на 30 %), но в то же время

именно площадь арматуры увеличивает высоту сжатой зоны бетона согласно формуле (2).

Модуль упругости бетона – 335000 кгс/см².

Критическая нагрузка для криволинейного бруса определяется по формуле (12) [1]

$$q = k \cdot \frac{EI_{red}}{r^3}. \quad (12)$$

Коэффициент k зависит от угла α и определяется по формуле (13) в зависимости от расчетной схемы. Для пологого кругового бруса в работе [1] для определения коэффициента k предлагается следующее решение при изгибе по одной полуволне (наш случай)

$$k = \frac{(\pi^2 - 4\alpha^2)^2}{4\alpha^2 \cdot (\pi^2 + 4\alpha^2)}. \quad (13)$$

Тогда для двух значений угла данный коэффициент будет равен $k(32^\circ) = 4,61$; $k(42^\circ) = 2,30$.

Как видно, в данном случае нельзя дать однозначный ответ поскольку стрела погиби с одной стороны уменьшает радиус (приводит к увеличению критической погонной нагрузки), а с другой стороны – уменьшает коэффициент k (приводит к уменьшению критической погонной нагрузки). Если проанализировать данный пример, то за счет радиуса мы имеем увеличение в 2,197 раза, а за счет коэффициента k – уменьшение в 2 раза.

Данные для расчета сведены в табл. 2 при различных параметрах.

Таблица 2

Данные расчета интенсивности критической нагрузки

Стрела h , см	Угол α , град.	Коэффициент k	Радиус r , см	Приведенный момент инерции I_{red} , см ⁴	Интенсивность критической нагрузки q , кгс/см
6	32	4,61	156	86,9	35,35
8	42	2,30	120	86,9	38,74
6	32	4,61	156	31,5	12,81
8	42	2,30	120	31,5	14,04

Как видно из табл. 2, при армировании двумя стержнями несущая способность криволинейного бруса превышает несущую способность прямолинейной балки с теми же геомет-

рическими размерами и армированием на 40 % (при стреле 8 см) и на 28 % (при стреле 6 см). При трех стержнях диаметром 5 мм несущая

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

способность резко увеличивается, хотя мало зависит от стрелы подъема.

Обнадеживающие теоретические расчеты требовали экспериментального подтверждения. Для проведения испытаний на заводе железобетонных конструкций в г. Павлограде были изготовлены шесть образцов (по два образца трех типов): два в виде прямолинейной балки (об-

разцы № 5 и 6) и 4 в виде криволинейного бруса (образцы № 1-4). Для исключения влияния второстепенных факторов все образцы выполнены из бетона одного состава, имеют одинаковое армирование и прошли однотипную термическую обработку.

Данные по образцам сведены в табл. 3.

Таблица 3

Геометрические и весовые характеристики изготовленных образцов

№ образца	Длина, см	Толщина образца, мм	Средняя толщина, мм	Стрела подъема арки, мм	Ширина образца, см	Вес образца, кг
1	100,0	28,0; 30,0; 28,0; 28,1; 29,0	28,60	45,0	20,0	12,85
2	99,5	28,1; 31,0; 30,0; 29,2; 30,0	29,66	45,0	20,0	13,70
3	100,2	44,0; 47,5; 45,0; 42,5; 41,5	44,10	45,0	20,0	20,00
4	100,8	45,0; 48,0; 44,5; 42,5; 42,0	44,40	46,0	20,0	20,10
5	99,0	45,5; 44,5; 44,0; 44,5; 45,5	44,80	0,00	19,5	19,25
6	98,6	47,5; 48,0; 48,0; 47,5; 47,0	47,60	0,00	19,5	20,55

Стенд для испытаний изготовлен из металлического проката длиной (по внутренним граням) 100,5 см. Стенд имеет фиксированное расстояние в 90 см между точками опирания для проведения испытаний статической сосредоточенной нагрузкой.

Проектный класс бетона образцов – В30, расчетное сопротивление высокопрочной арматуры образцов класса Вр-II 12550 кгс/см², армирование – 3 стержня высокопрочной проволоки с насечкой диаметром 5 мм.

Прочность бетона образцов измерялась методом неразрушающего контроля (Склерометр Шмидт-2). Во всех случаях было проведено 10 измерений на каждом образце и в таблицу поме-

щены данные средней величины из 10 измерений, что позволяет считать данные по прочностным характеристикам образцом надежными.

Испытания на прочность проводились на прессе до полного разрушения с использованием вышеуказанного стенда, в который вставлялся испытуемый образец. Люфты в сечениях по торцам устранялись путем расклинки металлических пластинами. Сосредоточенная нагрузка передавалась с пресса на образец в середине образца через круглую закладную деталь диаметром 100 мм.

В табл. 4 приведены дополнительные данные, которые приняты в расчетах.

Таблица 4

Жесткостные характеристики образцов

№ образца	Измеренная прочность бетона, кгс/см ²	Разрушающая нагрузка при испытаниях, кгс	Расчетный изгибающий момент, кгссм	Момент, при котором произошло разрушение, кгссм
1	224	724	-	-
2	212	689	-	-
3	203	1310	-	-
4	230	1300	-	-
5	224	724	14778	16543
6	258	758	18798	17308

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Все образцы были просчитаны на несущую способность с учетом реальных размеров и жесткостных характеристик. Образцы № 5 и 6

рассчитаны по схеме простой балки, а образцы 1-4 по расчетной схеме криволинейного бруса.

В табл. 5 приведены фото образцов, стенда и прессов для испытаний.

Таблица 5

Фрагменты испытания образцов

	
Фото 1. Изготовленные образцы и стенд для испытания	Фото 2. Момент начала испытаний (прямолинейный образец установлен на пресс)
	
Фото 3. Прямолинейный образец после испытания (трещины)	Фото 4. Испытания криволинейного бруса
	
Фото 5. После снятия нагрузки	Фото 6. Образец после снятия нагрузки пытается принять первоначальное очертание

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Площадь арматуры во всех шести образцах одинакова и равна $A_s = 0,58875 \text{ см}^2$.

Высота сжатой зоны бетона для двух прямолинейных образцов (№ 5 и 6) составляет

$$x_5 = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{12550 \cdot 0,58875}{224 \cdot 20} = 1,649 \text{ см};$$

$$x_6 = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{12550 \cdot 0,58875}{258 \cdot 20} = 1,432 \text{ см. (14)}$$

Расчетный изгибающий момент, который выдерживают соответственно образцы № 5 и № 6

$$M_5 = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - \frac{x}{2}) = 224 \cdot 20 \times$$

$$\times 1,469 \cdot (2,98 - \frac{1,469}{2}) = 14778 \text{ кгссм};$$

$$M_6 = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - \frac{x}{2}) = 258 \cdot 20 \times$$

$$\times 1,432 \cdot (3,26 - \frac{1,432}{2}) = 18798 \text{ кгссм. (15)}$$

Момент, который определен в результате испытаний по известной разрушающей силе, определялся по формуле, где учтен и момент от собственного веса балки

$$M = \frac{ql^2}{8} + \frac{Pl}{4}, \quad (16)$$

где q – интенсивность постоянной нагрузки от собственного веса, кгс/см; P – сосредоточенная расчетная (испытательная) нагрузка, кгс; l – расчетный пролет балки, см.

Подставляя в (16) значения параметров, имеем для двух балок

$$M_5 = \frac{ql^2}{8} + \frac{Pl}{4} = \frac{0,25 \cdot 8100}{8} +$$

$$+ \frac{724 \cdot 90}{4} = 16543 \text{ кгссм.}$$

$$M_6 = \frac{ql^2}{8} + \frac{Pl}{4} = \frac{0,25 \cdot 8100}{8} +$$

$$+ \frac{758 \cdot 90}{4} = 17308 \text{ кгссм. (17)}$$

Как видно, расхождение в теоретической несущей способности балок и полученной при испытаниях составляет 10,7 % и 8,6 %. Запас

прочности указанных образцов составляет 40...50 %.

Шахтная затяжка в виде криволинейного бруса выполнена для двух типов бруса, где все исходные параметры и размеры приняты идентичными за исключением толщины (30 мм и 45 мм). Стрела подъема арки до оси задана 6 см. Хорда сегмента для всех случаев равна $a = b - 14 \text{ см}$ (по длине криволинейной части с учетом того, что площадки опирания приняты длиной по 7 см). Здесь b – длина бруса (99,5...100,8 см). Расчет выполнен для случая армирования тремя стержнями высокопрочной арматуры периодического профиля (с насечкой) диаметром 5 мм с той же площадью арматуры $0,58875 \text{ см}^2$.

Угол сегмента по формуле (6) для четырех значений стрелы подъема и хорды равен

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{4} = \frac{2h}{a} = \frac{2 \cdot 6,0}{86} = 0,1395; \alpha = 32^\circ \quad (18)$$

В свою очередь радиус находим из зависимости (8) по известной хорде и углу

$$a = 2r \cdot \sin \frac{\alpha}{2}; \quad r = \frac{a}{2 \cdot \sin 16} = \frac{86}{2 \cdot 0,2756} = 156 \text{ см};$$

Приведенный момент инерции сечения определяем по формуле (10). Модуль упругости бетона – 352000 кгс/см^2 , отношение модулей арматуры и бетона $n^1 = \frac{E_s}{E_b} = 5,68$.

Интенсивность критической равномерно-распределенной нагрузки для криволинейного бруса (арки) определялась по формуле (12), а коэффициент k по формуле (13).

Для угла 32° имеем значение коэффициента $k = 5,31$.

Данные расчетной интенсивности равномерно-распределенной нагрузки по формуле (10) и экспериментальной для четырех образцов сведены в табл. 6.

Расчетная стрела погиби криволинейного бруса отсчитывается от площадки опирания до оси арматуры.

Данные (см. табл. 3) свидетельствуют о том, что расчетная схема и методика выбраны правильно и результаты испытаний хорошо согласуются с данными расчета. Расхождение по образцу № 2 объясняется тем, что это единственный образец, который был выполнен из иного состава бетона.

Таблица 6

Расчетные данные криволинейного бруса (образцы 1-4)

Расчетная стрела h , мм	Угол α , град.	Коэффициент k	Высота сжатой зоны бетона, см	Приведенный момент инерции I_{red} , см ⁴	Расчетная интенсивность критической нагрузки q , кгс/см	Предельная разрушающая нагрузка при испытаниях, кгс	Предельная интенсивность критической нагрузки q , кгс/см	Расхождение между теоретическим и экспериментальным значением %
60	32	5,31	1,649	29,89	14,71	724	14,48	1,58
60	32	5,31	1,742	35,24	17,68	689	13,78	28,3
60	32	5,31	1,820	48,44	23,84	1310	26,20	9,00
60	32	5,31	1,606	46,65	22,53	1300	26,00	13,34

Запас прочности по первым двум образцам (толщина 30 мм) составляет 37...44 %, а по двум другим (толщина 45 мм) 160 %.

Полученные обнадеживающие результаты, отраженные в заключении по результатам экспериментально-теоретического исследования железобетонной шахтной затяжки, позволяют

рассмотреть дополнительно несколько вариантов аналогичной заделки, варьируя классом бетона и площадью арматуры (диаметром и количеством стержней). С этой целью дополнительно было изготовлено 12 образцов (по два образца каждой модификации). Данные по образцам сведены в табл. 7.

Таблица 7

Геометрические характеристики образцов №1-12

№ образца	Длина, см	Средняя толщина, мм	Стрела подъема арки, мм	Ширина образца, см	Количество стержней (шт.) и диаметр арматуры, мм	Площадь арматуры, см ²	Измеренная прочность бетона	Радиус, см
1	100,0	35,0	40,0	20,0	3×3	0,21195	256	171,7
2	100,0	33,0	37,0	20,0	3×3	0,21195	187	177,7
3	100,0	32,0	40,0	20,0	2×5	0,3925	177	171,7
4	100,0	32,0	42,0	20,0	2×5	0,3925	182	166,1
5	99,8	33,0	41,5	20,0	3×4	0,3768	138	166,1
6	99,6	31,0	40,0	20,0	3×4	0,3768	121	171,7
7	100,0	41,0	47,0	20,0	3×3	0,21195	294	156,0
8	100,0	50,0	41,0	20,0	3×3	0,21195	286	166,1
9	99,7	50,0	40,0	20,0	2×5	0,3925	268	171,7
10	100,1	44,0	45,0	20,0	2×5	0,3925	225	171,7
11	100,0	43,0	45,0	20,0	3×4	0,3768	158	160,9
12	99,8	48,0	40,0	20,0	3×4	0,3768	147	160,9

Следует отметить, что при определении прочности бетона образцов неразрушающим методом (Склерометр Шмидт-2) получен большой разброс в результатах: от 121 до 294 кг/см².

В расчетах, приведенных в табличной форме (табл. 8), использованы реальные параметры геометрических и прочностных характеристик.

Таблица 8

Расчетные данные криволинейного бруса (образцы 1- 12)

Расчетная стрела h , см	Угол α , град.	Коэффициент k	Высота сжатой зоны бетона, см	Приведенный момент инерции I_{red} , см ⁴	Расчетная интенсивность критической нагрузки q , кгс/см	Предельная разрушающая нагрузка при испытаниях, кгс	Предельная интенсивность критической нагрузки q , кгс/см
5,0	29	7,05	0,6047	15,62	7,31	689,6	13,79
4,8	28	7,69	0,8273	16,27	7,47	551,2	11,02
4,7	29	7,05	1,3915	25,23	12,37	586,2	11,72
4,7	30	6,45	1,3532	24,13	11,96	620,7	12,41
4,8	30	6,45	1,7133	38,90	14,92	565,5	11,31
4,6	29	7,05	1,9541	52,55	16,10	558,6	11,17
5,6	32	5,40	0,5262	26,97	12,18	558,6	11,17
6,5	30	6,45	0,5409	35,43	18,55	1020,7	20,41
6,5	29	7,05	0,9190	42,30	20,73	965,5	19,31
5,9	29	7,05	1,0946	32,71	16,04	1034,5	20,69
5,8	31	5,86	1,4964	58,67	18,15	758,6	15,17
6,3	31	5,86	1,6084	59,54	18,42	827,6	17,52

Полученные результаты по отдельным образцам дают основание выполнить анализ образцов с точки зрения подсчета приведенного момента инерции, как основного параметра несущей способности. В образцах № 1, 2, 7 и 8 бетон практически не работает (высота сжатой зоны бетона менее 1 см).

Его доля в приведенном моменте инерции составляет всего от 7 до 16 %, т.е. в основном работает арматура. Таким образом, можно заключить, что толщина образца должна быть 50 мм.

В этом случае бетон и арматура практически поровну влияют на несущую способность. В лучшую сторону можно отметить образцы толщиной 50 мм с армированием 3 стержнями арматуры диаметром 4 мм (по площади это меньше чем 2 стержня арматуры диаметром 5 мм).

Как видно все образцы толщиной 50 мм имеют запас прочности 50...100 % (за исключением образца № 7, который имеет толщину всего 41 мм и выпадает из данной серии по геометрическим характеристикам).

Образцы № 1-6 по результатам испытаний имеют несущую способность выше расчетной (10,0 кг/см) на 11,2...37,9 %.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений [Текст] : учебн. для ВУЗов / А. Ф. Смирнов, В. Александров, Б. Я. Лашеников, Н. Н. Шапошников. – М. : Стройиздат, 1984. – 416 с.
2. Бронштейн, И. Н. Справочник по математике [Текст] / И. Н. Бронштейн, К. А. Семендяев – М. : Наука, 1967. – 608 с.
3. Киселев, В. А. Строительная механика [Текст] : Специальный курс (динамика и устойчивость сооружений) / В. А. Киселев. – М. : Изд-во литературы по стр-ву, 1969. – 431 с.
4. Снитко, Н. К. Строительная механика [Текст] : учебн. для вузов / Н. К. Снитко. – М. : Высш. школа, 1972. – 486 с.
5. Колоушек, В. Динамика строительных конструкций [Текст] / В. Колоушек. – М. : Изд-во литературы по стр-ву, 1965. – 631 с.
6. Громыко, А. О. Механика сплошной среды. Криволинейные брусья, пластины и оболочки [Текст] : Курс лекций / А. О. Громыко, О. В. Громыко и др. – Минск, БГУ, 2005. – 364 с.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

К. І. СОЛДАТОВ^{1*}, Ю. Л. ЗАЯЦЬ², В. І. СОРОКА³^{1*} Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (096) 527 26 01, ел. пошта kim-kim@i.ua² Каф. «Безпека життєдіяльності», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (067) 704 74 33, ел. пошта zyl41@mail.ru³ Завод залізобетонних конструкцій, Павлоград, Україна, 51400, тел. +38 (050) 181 10 18, ел. пошта stroydetal2011@mail.ru

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ШАХТНОЇ ЗАТЯЖКИ

Мета. Досвід експлуатації різного типу шахтних затяжок свідчить про те, що більшість з них мають не достатню несучу здатність, тому основною метою даної роботи є конструювання та розрахунок затяжки, яка б була оптимальною з точки зору вартості та несучої здатності. **Методика.** Для дослідження вибрана експериментально-теоретична методика, яка ґрунтується на новій формі затяжки у вигляді криволінійного бруса, спеціальній методиці розрахунку та проведенні експериментів на зразках, які виготовлені на заводі мостових залізобетонних конструкцій з різними параметрами, як по бетонній суміші, так і по армуванню. **Результати.** Результати виконаних розрахунків, проведення випробувань на значній кількості зразків натуральної величини підтвердили, що даний тип затяжки має більшу несучу здатність у зрівнянні з аналогічними зразками у вигляді прямолінійного бруса. **Наукова новизна.** В публікаціях у даному напрямку немає зразків подібних описаним вище. Сама конструкція та методика розрахунку є новою. **Практична значимість.** Дану модель затяжки вже виготовляє Павлоградський завод залізобетонних конструкцій. У зрівнянні з прямолінійними аналогами вона мають таку саму вартість, а несучу здатність на 50...100 % більшу та не має тенденції до раптового руйнування, що дуже важливо з точки зору безпеки.

Ключові слова: затяжка залізобетонна; криволінійний брус; експеримент; зразок.

К. І. SOLDATOV^{1*}, Y. L. ZAYAC², V. I. SOROKA³^{1*} Dept. of Bridges, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (096) 527 26 01, e-mail kim-kim@i.ua² Dept. of Safety of life activity, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (056) 373 15, e-mail Zayac@mail.diiit.edu.ua³ Concrete slabs factory, Pavlograd, Ukraine, 51400, tel. +38 (050) 181 10 18, e-mail stroydetal2011@mail.ru

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDIES WORK OF REINFORCED CONCRETE MINE TIGHTENING

Purpose. Experience in operating various types of mine puffs indicates that most of them have insufficient bearing capacity, so the main goal of this work is to design and calculation of torque, which would be optimal in terms of cost and carrying capacity. **Methodology.** Selected for the study of experimental and theoretical methodology, which is based on a new form of tightening in a curved beam, a special method of calculation and experiments on samples prepared at the factory bridge of reinforced concrete structures with different parameters, both concrete and reinforcement on. **Findings.** The results of the calculations, tests on a significant amount of original size samples confirmed that this type of torque has a large bearing capacity compared to similar models in the form of a straight beam. **Originality.** In the publications in this area have similar patterns described above. The very design and calculation method is new. **Practical value.** This model already produces torque Pavlograd factory of reinforced concrete structures. In comparison with analogous rectilinear, it has the same value, and the carrying capacity of 50...100 % greater, and has no tendency to sudden failure, which is very important from a safety standpoint.

Keywords: tightening of reinforced concrete; curved beams; the experiment; the sample

Стаття рекомендована к публікації д.т.н., проф. Петренко В. Д. (Україна).

Поступила в редколлегию 09.11.2013.

Принята в печать 30.11.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.012.45:624.27.032:625.1

В. І. СОЛОМКА^{1*}

^{1*}Каф. «Мости», Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. +38 (067) 584 97 35, ел. пошта Solomka.valya@rambler.ru

ХІМІЧНА ТА БІОЛОГІЧНА КОРОЗІЯ БЕТОНУ І ЇЇ НАСЛІДКИ ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТІВ

Мета. Актуальним для мостів, що експлуатуються в умовах агресивного середовища є питання корозійної стійкості матеріалу із якого вони виготовлені. Одним із методів рішення цього питання є захист конструкцій від корозії як на етапі виготовлення так і в процесі експлуатації. **Методика.** Використовуючи дані, що отримані при обстеженні залізобетонних мостів на під'їзних коліях одного із підприємств хімічної промисловості України, проаналізувати причини появи дефектів пов'язаних із експлуатацією споруд у агресивному середовищі та розглянути сучасні методи захисту залізобетонних споруд від корозії. **Результати.** На основі аналізу даних обстеження, встановлено, що в бетоні конструкцій залізобетонних мостів одночасно відбувається два види корозії: хімічна та біологічна. Виділені основні ознаки корозії та указані дефекти конструкцій, що є її наслідками. **Наукова новизна.** Досліджено дефекти, що виявлені у конструкціях залізобетонних мостів і вказані причини їх виникнення. Проаналізовано механізм впливу корозії бетону на стан залізобетонних мостів. **Практична значимість.** Організації, що займається утриманням та експлуатацією даних залізобетонних мостів направлено звіт, де на основі обстеження проаналізовані дефекти і пошкодження та розроблені рекомендації по подальшій експлуатації вказаних споруд.

Ключові слова: хімічна корозія; біологічна корозія; корозія бетону; залізобетонний міст; агресивне середовище; під'їзна колія; дефект

Вступ

Сьогодні на залізницях та автошляхах України залізобетонні мости та труби складають більшу частину усіх споруд, що знаходяться в експлуатації. Тому питання їх бездефектної експлуатації є найважливішим для забезпечення безперебійного руху транспорту. Окрему групу складають мости, що експлуатуються на під'їзних коліях до підприємств хімічної промисловості. Такі мости експлуатуються в агресивному середовищі та зазнають його постійного негативного впливу. Якщо конструкції споруди не мають спеціального захисту, то результатом може стати корозія бетону і арматури.

Як відомо під корозією бетону розуміють процес руйнування його структури, надання крихких властивостей під впливом навколишнього середовища. За механізмом протікання корозійного процесу розрізняють основні види корозії: хімічну, фізичну і фізико-хімічну [1-6].

Хімічна корозія бетону може бути трьох видів.

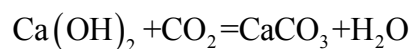
1. Розчинення складових частин цементного каменю.

Це найбільш поширений вид корозійного руйнування бетону. Бетонні вироби експлуатуються в основному на відкритому повітрі. При цьому вони піддаються впливу атмосферних опадів та інших рідких середовищ. Складовою частиною бетону є гідрат окису кальцію $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – гашене вапно. Це самий легкорозчинний компонент, тому з часом він розчиняється і поступово виноситься, порушуючи при цьому структуру бетону.

2. Корозія бетону при взаємодії цементного каменю із кислотами, що містяться у воді.

Під впливом кислот корозія бетону протікає або із збільшенням його об'єму, або з вимиванням легкорозчинних вапняних сполук.

Збільшення об'єму відбувається по реакції:



Утворений карбонат кальцію CaCO_3 не розчиняється у воді. Поступово відбувається його відкладення в порах цементного каменю, за ра-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

хунок чого йде збільшення об'єму бетону, а надалі його розтріскування і руйнування.

При контакті бетону з водними розчинами кислот утворюється легкорозчинний бікарбонат кальцію, який є агресивним для бетону, а при наявності води розчиняється в ній і поступово вимивається із структури бетонного каменю. Крім розчинення спостерігається і протікання хімічної корозії бетону при цьому вимиваються солі хлористого кальцію.

3. Корозія бетону внаслідок утворення і кристалізації у порах важкорозчинних речовин. Що призводить до руйнування бетонних та залізобетонних конструкцій.

Крім вищеописаних корозійних руйнувань бетону за наявності мікроорганізмів можливе протікання біологічної корозії. Грибки, бактерії і деякі водорості можуть проникати в пори бетонного каменю і там розвиватися. У порах відкладаються продукти їх метаболізму і поступово руйнують структуру бетонного каменю.

Біопшкодження бетону, переважно зводиться до порушення зчеплення складових компонентів цього матеріалу в результаті впливу мінеральних або органічних кислот мікробного походження. Бетонні споруди руйнуються внаслідок хімічних реакцій між цементним каменем і продуктами життєдіяльності мікроорганізмів.

Пориста структура бетону сприяє залученню мікроорганізмів у корозійні процеси. Завдяки змінності перерізів контактуючих пор мікроструктура цементного каменю має непроникивість для частинок або мікроорганізмів певного розміру, як правило, набагато менших середнього розміру пор. Омиваний рідиною бетон фільтрує воду, а дрібні частинки і мікроорганізми затримуються на поверхні матеріалу і вступають з ним у взаємодію.

Продукти життєдіяльності мікроорганізмів такі як: кислоти, сульфіді, аміак та інші, є агресивними і викликають руйнування бетону, а також арматури в залізобетонних конструкціях.

При твердінні бетон покривається захисною плівкою, утвореною вуглекислим кальцієм. Поки плівка ціла, вона перешкоджає дифузії води всередину бетонної кладки і тим самим захищає бетон від руйнування. Тіонові бактерії, що поселяються на поверхні карбонатного шару, руйнують його, змінюючи рН прилеглої води за рахунок утвореною ними кислоти. Крім того,

тіонові бактерії приносять шкоду продукуванню сульфатів, оскільки останні утворюють еtringіт, що прискорює руйнування цементного каменю.

Інтенсивний розвиток корозії бетону та залізобетону спостерігається в умовах техногенних середовищ. Висока вологість, наявність органічної речовини, жирів і продуктів їх гідролізу, аміаку, розчинів солей створюють сприятливі умови для хімічної корозії та інтенсивного розвитку активних в корозійному відношенні мікроорганізмів.

Мета

Метою даної статті є на основі літературних джерел та досвіду обстежень проаналізувати наслідки впливу агресивного середовища на конструкції залізобетонних мостів, що експлуатуються на під'їзних коліях підприємств хімічної промисловості України та розглянути сучасні способи захисту таких конструкцій від корозії.

Методика

В грудні 2013 року автором статті було виконане обстеження трьох залізобетонних мостів, що експлуатуються на під'їзних коліях одного із хімічних підприємств України, згідно [7, 8]. Метою роботи було визначення технічного стану залізобетонних прогонових будов і опор, на яких вони встановлені та розробка рекомендацій по подальшій їх експлуатації для забезпечення безпеки руху поїздів із установленими швидкостями.

На основі обстеження були проаналізовані дефекти і пошкодження та розроблені рекомендації по подальшій експлуатації споруд.

В результаті обстеження виявлено ряд дефектів і недоліків пов'язаних із експлуатацією споруд в умовах дії агресивного середовища.

Одним із самих розповсюджених дефектів на усіх конструкціях є вилугування цементного каменю, про що свідчать багаточисельні білі патьоки на поверхні прогонових будов (рис. 1).

Патьоки вилугування цементного каменю розповсюджені по усій поверхні прогонових будов суцільною смугою, що свідчить про активний процес хімічної корозії першого виду із вимиванням гідрату окису кальцію (гашене вапно).

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА



Рис. 1. Патьоки вилугування на поверхні залізобетонних прогонових будов

Усі прогонові будови мають зруйновані іржею водовідвідні трубки. Внаслідок чого вода із плити баластового корита просочується навколо зруйнованих трубок попадає на бокову поверхню ребра прогонової будови і суцільною смугою стікає по поверхні (див. рис. 1). Враховуючи той факт, що дані мости експлуатуються на під'їзних коліях підприємства хімічної промисловості, зрозуміло, що на поверхню баласту попадають речовини, пов'язані із виробничим процесом підприємства, а потім ці речовини розчиняються у воді під час дощів та просочуються через баласт і зруйновані водовідвідні трубки на конструкції прогонової будови. В результаті дії забрудненої води у бетоні відбувається процес хімічної та біологічної корозії. Про що свідчать різні кольори забарвлення цих патьоків: чорний та зелений, відтінки коричневого і ін.

На усіх мостах, що були обстежені, виявлено нещільне прилягання металевих листів перекриття зазору між блоками прогонових будов. Результатом такого недоліку є просочування води із плити баластового корита крізь нещільно перекритий зазор та розповсюдження іржавих патьоків по усій внутрішній поверхні плити баластового корита та ребер прогонових будов (рис. 2).

Характер патьоків на внутрішній поверхні плити баластового корита та ребер залізобетонних прогонових будов дозволяє зробити висновок, що відбувається просочування води не тільки скрізь розладнання у зазорі а і скрізь бетон плити баластового корита.



Рис. 2. Іржаві патьоки на внутрішній поверхні плити баластового корита та ребер залізобетонних прогонових будов

Патьоки коричневого кольору дають підстави вважати, що відбувається внутрішній процес корозії бетону та арматури, що може привести до небезпечних наслідків, а саме руйнування захисного шару бетону та при зменшенні діаметру арматури, що піддається корозії, під навантаженням можливе руйнування арматурних стержнів.

Ще одним наслідком просочування брудної води крізь бетон плити баластового корита є утворення на внутрішній поверхні плити нашарувань кристалізації хімічних речовин внаслідок хімічної корозії бетону (рис. 3).

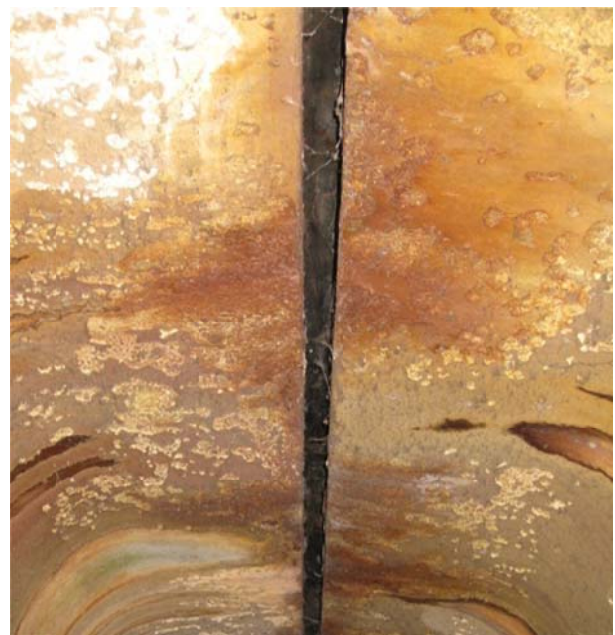


Рис. 3. Нашарування кристалізації хімічних речовин на внутрішній поверхні плити баластового корита

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

На усіх мостах виявлено ознаки біологічної корозії бетону. Це такі як зміна забарвлення бетоном по усій поверхні залізобетонної прогонової будови (рис. 4), патьоки зеленкуватого, чорного і інших кольорів у місцях підвищеної вологості (рис. 5), нарости моху та кристалізація продуктів життєдіяльності бактерій на поверхні бетону (рис. 6) і ін.



Рис. 4. Зміна забарвлення бетоном по усій поверхні залізобетонної прогонової будови



Рис. 5. Ознаки біологічної корозії бетону у місцях підвищеної вологості

Аналізуючи дефекти наведені на рис. 4, 5 і 6 можна зробити висновок, що на поверхні і у середині бетону залізобетонних прогонових будов відбувається активний процес біологічної корозії, який супроводжується кристалізацією на поверхні бетону продуктів життєдіяльності мікроорганізмів. Такий процес є небезпечним, тому що може привести до порушення

зчеплення складових компонентів бетону і його руйнування.



Рис. 6. Нарости моху та кристалізація продуктів життєдіяльності бактерій на поверхні бетону

Процес хімічної і біологічної корозії спостерігається і у місці контакту однієї із проміжних опор із ґрунтом (рис. 7).



Рис. 7. Руйнування бетону проміжної опори у місці контакту із ґрунтом

Внаслідок постійного контакту із агресивним середовищем і ґрунтом, який напевне має активні хімічні складники що осідають із повітря чи розчиняються у воді, відбувається руйнування бетону опори. По поверхні видно патьоки зеленкуватого кольору та каверни у бетоні, що свідчить про активний процес хімічної і біологічної корозії, який привів до руйнування структури бетону і його вимивання. Це є небезпечним явищем, тому що уже на сьогодні є ознаки просідання даної опори. Такі як нахил опорних частин та закриття деформаційних зазорів між прогоновими будовами.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Результати

В результаті обстеження залізобетонних мостів, що експлуатуються на під'їзних коліях одного із хімічних підприємств України встановлено наступне:

1. В бетоні конструкцій обстежуваних залізобетонних мостів одночасно відбувається два види корозії: хімічна та біологічна.

2. Ознаками хімічної корозії є характерні білі патьки, що утворюються по поверхні бетону внаслідок вилугування цементного каменю а також утворення на поверхні бетону продуктів кристалізації хімічних речовин, які вступають у взаємодію із складовими матеріалом.

3. Ознаками біологічної корозії є зміна бетоном забарвлення, нашарування зеленкуватого, чорного і інших кольорів в місцях підвищеної вологості, а також кристалізація на поверхні бетону продуктів життєдіяльності мікроорганізмів (нарости моху і ін.).

Висновки

1. Як правило, у бетонних та залізобетонних конструкціях, що піддаються дії агресивного середовища, відбувається одночасно декілька видів корозії. У будь-якому випадку запобігти виникненню корозії набагато легше, ніж боротися з її наслідками.

Захист залізобетонних конструкцій від корозії повинен бути виконаний як на стадії виготовлення так і на стадії експлуатації. На стадії виготовлення необхідно додавати у бетон спеціальні добавки, що надаватимуть йому здатності опиратися негативній дії агресивного середовища. На стадії експлуатації ефективними засобами профілактики корозійного процесу у бетоні є його надійна гідроізоляція за допомогою просочування природними або синтетичними смолами, фарбування, обклеювання рулонними матеріалами, покриття захисною штукатуркою, облицювання тощо.

2. За кліматичними характеристиками область, де експлуатуються обстежені залізобетонні мости, відноситься до території підвищеної вологості. Тому природне середовище, а також наявність поряд підприємства хімічної промисловості створюють сприятливі умови для розвитку корозійних процесів у бетоні.

3. Для приведення обстежених залізобетонних мостів на під'їзних коліях одного із хімічних підприємств України в задовільний експлуатаційний стан необхідно виконати капітальний ремонт усіх мостових конструкцій або замінити прогонові будови мостів на нові із реконструкцією опор та мостового полотна.

У випадку виконання капітального ремонту для усіх залізобетонних конструкцій мостів на під'їзних коліях даного хімічного підприємства, що піддалися впливу хімічної корозії та мікроорганізмів необхідно виконати капітальний ремонт із видаленням пошкодженого захисного шару бетону. Після цього просушити конструкції і обробити поверхню дезінфікуючим складом не менше ніж у два прийоми. Після чого знову відновити захисний шар одним із сучасних способів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Клименко, Є. В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навчальний посібник [Текст] / Є. В. Клименко. – К. : Центр навчальної літератури, 2004. – 304 с.
2. Горчаков, Г. И. Строительные материалы: учеб. для вузов [Текст] / Г. И. Горчаков, Ю. М. Баженов. – М. : Стройиздат, 1986. – 688 с.
3. Дворкін, Л. Й. Теоретичні основи будівельного матеріалознавства [Текст] / Л. Й. Дворкін. – К. : НМКВ0, 1992. – 154 с.
4. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты [Текст] / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузеев. – М. : Стройиздат, 1980. – 536 с.
5. Рыбьев, И. А. Строительное материаловедение [Текст] / И. А. Рыбьев. – М. : Высш. шк., 2003. – 700 с.
6. Будівельне матеріалознавство на транспорті: [Текст] / О. М. Пшінько, А. В. Краснюк, В. В. Пунагін, О. В. Громова. – Д. : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2010. – 624 с.
7. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування [Текст]. – Чинні від 2010-03-01. – К. : Мін регіон буд. України, 2009. – 42 с.
8. Інструкція по утриманню штучних споруд [Текст] / В. Ф. Сушков, Л. П. Ватуля, М. М. Літвінов і ін. – К. : Транспорт України, 1999. – 96 с.

В. И. СОЛОМКА^{1*}

^{1*}Каф. «Мосты», Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. +38 (067) 584 97 35, эл. почта Solomka.valya@rambler.ru

ХИМИЧЕСКАЯ И БИОЛОГИЧЕСКАЯ КОРРОЗИЯ БЕТОНА И ЕЕ ПОСЛЕДСТВИЯ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ

Цель. Актуальным для мостов, эксплуатируемых в условиях агрессивной среды, является вопрос коррозионной устойчивости материала, из которого они изготовлены. Одним из методов решения этого вопроса является защита конструкций от коррозии, как на этапе изготовления, так и в процессе эксплуатации. **Методика.** Используя данные, полученные при обследовании железобетонных мостов на подъездных путях одного из предприятий химической промышленности Украины, проанализировать причины появления дефектов, связанных с эксплуатацией сооружений в агрессивной среде и рассмотреть современные методы защиты железобетонных сооружений от коррозии. **Результаты.** На основе анализа данных обследования, установлено, что в бетоне конструкций железобетонных мостов одновременно происходит два вида коррозии: химическая и биологическая. Определены признаки коррозии и указаны дефекты конструкций, которые являются ее последствиями. **Научная новизна.** Исследованы дефекты, выявленные в конструкциях железобетонных мостов, и указаны причины их появления. Проанализирован механизм влияния коррозии бетона на состояние железобетонных мостов. **Практическая значимость.** Организации, занимающейся содержанием и эксплуатацией данных железобетонных мостов, направлен отчет, где на основе обследования проанализированы дефекты и повреждения, а также разработаны рекомендации по дальнейшей эксплуатации указанных сооружений.

Ключевые слова: химическая коррозия; биологическая коррозия; коррозия бетона; железобетонный мост; агрессивная среда; подъездной путь; дефект

VALENTINA SOLOMKA^{1*}

^{1*} Dept. of Bridges, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. +38 (067) 584 97 35, e-mail Solomka.valya@rambler.ru

CHEMICAL AND BIOLOGICAL CORROSION OF CONCRETE AND ITS IMPLICATIONS FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES BRIDGES

Purpose. Relevant for bridges operating in harsh environments is the issue of corrosion resistance of the material from which they are made. One method of solving this problem is the protection of structures against corrosion, both during manufacture and during use. **Methodology.** Using data obtained during the examination of concrete bridges sidings one of the Ukrainian chemical industry, to analyze the causes of the defects associated with the operation of structures in aggressive environments and discuss modern methods of protection against corrosion of reinforced concrete structures. **Findings.** Based on the analysis of the survey data found that in concrete structures reinforced concrete bridges occur simultaneously two types of corrosion: chemical and biological. Identified signs of corrosion and defects are designs that are its consequences. **Originality.** Investigated defects identified in the construction of concrete bridges, and the reasons for their occurrence. The mechanism of the influence of the state of corrosion of concrete reinforced concrete bridges. **Practical value.** Organization dedicated to the maintenance and operation data of concrete bridges, sent a report based on a survey which analyzed defects and damage, and developed recommendations for the further operation of these facilities.

Keywords: chemical corrosion; biological corrosion; corrosion of concrete; reinforced concrete bridge; aggressive environment; spur line; defect

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. О. С. Распоповим (Україна).

Надійшла до редколегії 20.11.2013.

Прийнята до друку 30.11.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 620.1:624.01

В. П. ТАРАСЕНКО^{1*}, В. Л. РЫКИНА²

^{1*} ОНИЛ искусственных сооружений, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. (0562) 33 58 12, эл. почта vikptaras@mail.ru

² ОНИЛ искусственных сооружений, Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, ул. Лазаряна, 2, Днепропетровск, Украина, 49010, тел. (0562) 33 58 12

ПРИМЕНЕНИЕ ЭЛЕКТРИЧЕСКИХ МЕТОДОВ ИЗМЕРЕНИЙ ПРИ ИСПЫТАНИЯХ МОСТОВ И ДРУГИХ СООРУЖЕНИЙ

Цель. В связи с внедрением новых конструкций мостов и других сооружений актуальным является использование при их испытаниях электрических методов измерений, при которых измеряемые прогибы, напряжения и колебания с помощью датчиков-преобразователей превращаются в электрические сигналы. При этом весьма важным является обеспечение фазочувствительности и пропорциональности между измеряемыми механическими величинами и электрическими сигналами. **Методика.** При электрических измерениях датчики-преобразователи подключаются к электрическим цепям мостового типа. Расчёты моста Уитстона при различных подключениях датчиков-преобразователей производились на основе законов Кирхгофа для разветвлённых электрических сетей и с использованием преобразования электрической схемы, при котором в исходной схеме моста Уитстона группа сопротивлений замещается другой эквивалентной группой сопротивлений. Расчёты проведены для случаев наличия и отсутствия внутреннего сопротивления источника питания моста при подключении датчиков-преобразователей в одно, два и четыре плеча моста Уитстона. **Результаты.** На основе выполненных расчётов получены таблицы и графики функций $f_i(\alpha)$ и $f_{0i}(\alpha)$, определяющих изменение тока в измерительной диагонали моста Уитстона, где α – относительное изменение сопротивлений датчиков-преобразователей. При одном активном датчике функции $f_1(\alpha)$ и $f_{01}(\alpha)$, характеризуются большой нелинейностью, но для тензорезисторов при $\alpha = \pm(0,01...0,02)$ приемлемая линейность и точность измерений обеспечиваются. **Научная новизна.** На основе анализа результатов проведенных расчётов установлены зависимости величины тока в измерительной диагонали моста Уитстона при различных схемах подключения датчиков-преобразователей для измерения при испытаниях напряженно-деформированного состояния в элементах конструкций. Учитывается также величина внутреннего сопротивления элементов питания мостовой электрической схемы. Расчёты выполнены с использованием законов Кирхгофа и путем эквивалентного преобразования разветвлённой электрической сети. **Практическая значимость.** Полученные в работе графики функции $f_i(\alpha)$ и $f_{0i}(\alpha)$ и приведенная таблица позволяют оценивать условия обеспечения линейности указанных зависимостей при различных подключениях датчиков-преобразователей. Мостовые схемы включения тензорезисторов дают возможность выделять при испытаниях напряжения в элементах конструкций от действия нормальных сил, а также от вертикальных и горизонтальных изгибающих моментов.

Ключевые слова: статические и динамические испытания; тензорезисторы; датчики-преобразователи; электрические методы измерений; электрические сети; мост Уитстона; расчёт электрических сетей; законы Кирхгофа; метод преобразования схемы; активные и компенсационные тензорезисторы; подключение тензорезисторов

Введение

При статических и динамических испытаниях мостов и других конструкций для определения фактических условий работы их под действием современных нагрузок наряду с традиционным использованием механических изме-

рительных приборов широко используются электрические методы измерения прогибов и перемещений конструкций и напряжённого состояния в элементах [1, 2].

Комплекс измерительных приборов при использовании электрических методов измерений

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

при испытаниях конструкций включает датчики-преобразователи, многоканальные электронные усилители и регистрирующие приборы [3].

С помощью датчиков-преобразователей величины относительных деформаций (напряжений), прогибов и перемещений точек конструкций преобразуются в электрические сигналы (изменения тока или напряжений), которые усиливаются и записываются в память компьютера. Для измерения напряжённого состояния используются тензорезисторы, которые наклеиваются на элементы конструкций и деформируются вместе с ними. Тензорезисторы используются также в чувствительных элементах датчиков больших перемещений [4, 5].

Тензорезисторы имеют величину сопротивления до 100...200 Ом. Изменение сопротивлений тензорезисторов при относительных деформациях $(5...10) \cdot 10^{-6}$ составляет тысячные доли Ом. Измерение сопротивлений такого порядка с высокой точностью возможно только с использованием электрических цепей мостового типа.

Электрическая схема моста Уитстона (рис. 1) представляет четыре сопротивления R_1 , R_2 , R_3 и R_4 , соединённые в виде замкнутой цепи. К диагонали CD моста подключен источник питания с электродвижущей силой E , а в другую (измерительную) диагональ AB – высокочувствительный гальванометр с сопротивлением R_5 . При расчёте токов в ветвях мостовой электрической схемы учитывается также величина внутреннего сопротивления R_6 источника питания.

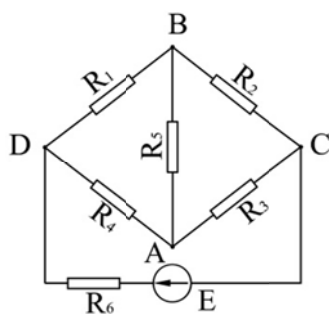


Рис. 1. Схема моста Уитстона

Полумост из тензорезисторов для каждого канала включает рабочий тензорезистор R_1 , наклеенный на элемент конструкции, и компенсационный тензорезистор R_2 , изменение

величины сопротивления которого, происходит только от изменения температуры.

Равновесие моста Уитстона, при котором ток в измерительной диагонали I_5 равен нулю, определяется условием

$$R_1 \cdot R_3 = R_2 \cdot R_4 \quad (1)$$

При одинаковом изменении сопротивлений тензорезисторов R_1 и R_2 от изменения температуры нарушения равновесия моста не происходит.

Под действием эксплуатационных нагрузок в результате деформирования конструкции и изменения сопротивления тензорезистора R_1 на величину $\Delta R_1 = R_1(1 - \alpha)$ условие баланса моста нарушается и в измерительной диагонали моста появится ток I_5 , где α – относительное изменение сопротивления тензорезистора.

Цель работы

Целью исследования является определение условий, при которых зависимость тока I_5 в измерительной диагонали моста Уитстона от измеряемых напряжений и прогибов конструкции была бы близкой к линейной. В простейшем случае, когда активный тензорезистор включается в одно плечо моста, зависимость $I_5 = f(\alpha)$ является нелинейной, однако при небольших деформациях и перемещениях конструкций этой нелинейностью можно пренебречь.

Для количественного учёта влияния указанных нелинейностей построены графики функций $f(\alpha)$ при различных схемах подключения тензорезисторов или других датчиков-преобразователей.

При измерении напряжённого состояния в изгибаемых элементах для повышения чувствительности и улучшения линейности рабочие тензорезисторы наклеиваются на растянутых и сжатых волокнах элемента конструкции и включаются в плечи R_1 и R_2 , образующие полумост.

Современные индуктивные датчики больших перемещений с подвижными ферромагнитными сердечниками для измерения статических и динамических прогибов висячих и вантовых мостов и осадок понтонов наплавных

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

мостов также подключаются по схеме полумоста или полного моста.

Методика расчёта

Расчёты сложных разветвленных электрических сетей проводятся на основе использования двух законов Кирхгофа или с использованием преобразования схемы электрической цепи [6, 7].

Обычно задачей расчёта разветвлённых электрических цепей является определение токов и напряжений во всех или части участков цепи.

Для мостовой электрической схемы наиболее приемлемым является метод преобразования схемы. Этот метод заключается в том, что в исходной разветвлённой схеме замещается группа сопротивлений другой эквивалентной группой сопротивлений, в которой сопротивления соединены иначе, чем в замещаемой группе. Взаимная эквивалентность указанных групп сопротивлений выражается в том, что после такой замены электрические условия во всей остальной схеме не изменяются.

Применительно к схеме моста Уитстона при наличии внутреннего сопротивления R_6 источника питания исходная и преобразованная схемы приведены на рис. 2, где в исходной схеме моста часть сопротивлений, соединённых по схеме треугольника, заменена эквивалентным соединением по схеме звезды. В результате такой замены получено более простое смешанное соединение сопротивлений (см. рис.2, б).

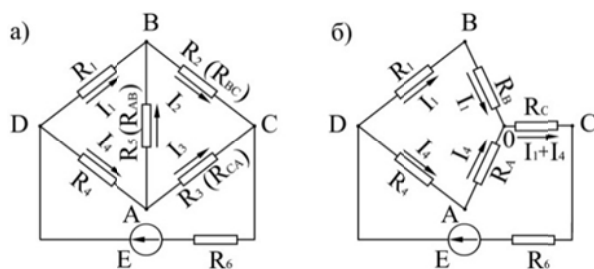


Рис. 2. Упрощение схемы с заменой части соединений по схеме треугольника на соединения по схеме звезды

Условие эквивалентности звезды и треугольника выполнено путём сопоставления межузловых сопротивлений и проводимостей этих двух схем, в результате которого получено:

$$R_A = R_{AB} \cdot R_{CA} / \Sigma R_{\Delta} = R_5 \cdot R_3 / (R_5 + R_2 + R_3)$$

$$R_B = R_{BC} \cdot R_{AB} / \Sigma R_{\Delta} = R_2 \cdot R_5 / (R_5 + R_2 + R_3) \quad (2)$$

$$R_C = R_{CA} \cdot R_{BC} / \Sigma R_{\Delta} = R_3 \cdot R_2 / (R_5 + R_2 + R_3)$$

Для преобразованной схемы, показанной на рисунке (см. рис. 2, б), со смешанным (параллельным и последовательным) соединением сопротивлений сила суммарного тока $I = I_1 + I_4$ вычисляется по формуле:

$$I = \frac{E}{R_{\text{сум}}} = \frac{E}{(R_C + R_6) + \frac{(R_1 + R_B)(R_4 + R_A)}{(R_1 + R_B) + (R_4 + R_A)}} \quad (3)$$

Величины токов I_1 и I_4 в ветвях преобразованной схемы пропорциональны проводимости ветвей и определяются по формулам

$$I_1 = \frac{E}{(R_C + R_6) \left(1 + \frac{R_1 + R_B}{R_4 + R_A}\right) + (R_1 + R_B)};$$

$$I_4 = \frac{E}{(R_C + R_6) \left(1 + \frac{R_4 + R_A}{R_1 + R_B}\right) + (R_4 + R_A)} \quad (4)$$

Такие же величины токов I_1 и I_4 будут в элементах DB и DA исходной мостовой схемы.

Для замкнутого контура DBA согласно первому закону Кирхгофа имеем:

$$I_1 \cdot R_1 - I_4 \cdot R_4 - I_5 \cdot R_5 = 0,$$

откуда находится величина тока I_5 в измерительной диагонали моста

$$I_5 = \frac{E}{R_5} \cdot \frac{R_1}{(R_C + R_6) \left(1 + \frac{R_1 + R_B}{R_4 + R_A}\right) + (R_1 + R_B)} - \frac{E}{R_5} \cdot \frac{R_4}{(R_C + R_6) \left(1 + \frac{R_4 + R_A}{R_1 + R_B}\right) + (R_4 + R_A)}, \quad (5)$$

где величины R_A , R_B и R_C зависят от сопротивлений элементов мостовой электрической схемы и определяются формулами (2).

Как правило, на выходе из датчиков-преобразователей электрический сигнал имеет линейную зависимость от величины напряжения или измеряемых прогибов и перемещений.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Анализ изменения тока I_5 в измерительной диагонали моста Уитстона при одном активном и одном компенсационном датчиках-преобразователях выполнен при следующих соотношениях сопротивлений моста:

$$R_1 = R(1 + \alpha), R_2 = R_3 = R_4 = R, R_5 = 0,25R, R_6 = 0,1R \text{ и } R = 200 \text{ Ом.}$$

С учётом зависимостей (2) и (4) находим

$$R_A = \frac{R}{1 + 2R/R_5} = \frac{R}{9}; R_B = \frac{R}{1 + 2R/R_5} = \frac{R}{9};$$

$$R_C = \frac{R}{1 + R_5/R} = \frac{R}{2,25}; I_5 = \frac{E}{R_5} \cdot f_1(\alpha); \quad (6)$$

$$f_1(\alpha) = \frac{1 + \alpha}{\left(\frac{1}{2,25} + 0,1\right)(2 + 0,9\alpha) + \frac{1 + 0,9\alpha}{0,9}} - \frac{1}{\left(\frac{1}{2,25} + 0,1\right)\left(\frac{2 + 0,9\alpha}{1 + 0,9\alpha}\right) + \frac{1}{0,9}} \quad (7)$$

где E/R_5 – множитель, зависящий от величины ЭДС источника питания E и сопротивления R_5 гальванометра, $f_1(\alpha)$ – функция (в общем случае нелинейная), зависящая от коэффициента α и указанных сопротивлений элементов моста Уитстона.

В случае малой величины внутреннего сопротивления R_6 источника питания (при $R \gg R_6$) можно исключить слагаемое R_6 в формуле (5) и слагаемое 0,1 формулы (7) и получить, как частный случай, функцию $f_{01}(\alpha)$:

$$f_{01}(\alpha) = \frac{1 + \alpha}{\frac{1}{2,25}(2 + 0,9\alpha) + \frac{1 + 0,9\alpha}{0,9}} - \frac{1}{\frac{1}{2,25}\left(\frac{2 + 0,9\alpha}{1 + 0,9\alpha}\right) + \frac{1}{0,9}} \quad (8)$$

Результаты

Значения функций $f_1(\alpha)$ и $f_{01}(\alpha)$ при изменении α от +0,8 до -0,8 приведены в табл. 1, а на рис. 3 помещены графики функций $f_1(\alpha)$ и $f_{01}(\alpha)$.

Таблица 1

Результаты вычислений функций $f_1(\alpha)$, $f_2(\alpha)$, $f_{01}(\alpha)$ и $f_{02}(\alpha)$

α	$f_1(\alpha)$	$f_2(\alpha)$	$f_{01}(\alpha)$	$f_{02}(\alpha)$
0,80	0,0236	0,1029	0,0256	0,1165
0,70	0,0216	0,0821	0,0235	0,0931
0,60	0,0194	0,0653	0,0211	0,0729
0,50	0,0170	0,0513	0,0185	0,0580
0,40	0,0143	0,0393	0,0156	0,0434
0,30	0,0113	0,0284	0,0124	0,0314
0,20	0,0080	0,0185	0,0088	0,0204
0,10	0,0043	0,0091	0,0047	0,0101
0,05	0,0022	0,0046	0,0024	0,0050
0	0	0	0	0
-0,05	-0,0023	-0,0046	-0,0026	-0,0050
-0,10	-0,0049	-0,0091	-0,0054	-0,0101
-0,20	-0,0105	-0,0185	-0,0116	-0,0204
-0,30	-0,0171	-0,0284	-0,0190	-0,0314
-0,40	-0,0249	-0,0393	-0,0278	-0,0434
-0,50	-0,0344	-0,0513	-0,0385	-0,0580
-0,60	-0,0459	-0,0653	-0,0517	-0,0729
-0,70	-0,0605	-0,0821	-0,0686	-0,0931
-0,80	-0,0794	-0,1029	-0,0909	-0,1165

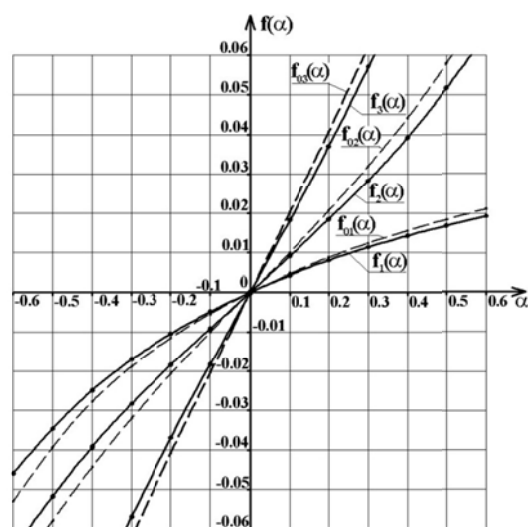


Рис. 3. Графики функций $f_i(\alpha)$ и $f_{0i}(\alpha)$ ($i = 1, 2, 3$)

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Для указанного диапазона изменения коэффициента α значения функций $f_1(\alpha)$ и $f_{01}(\alpha)$ характеризуются большой нелинейностью, но при $\alpha = \pm(0,01...0,02)$ приемлемая линейность и точность измерений обеспечивается.

В приведенной таблице (см. табл. 1) помещены также результаты расчёта для случая подключения тензорезисторов или дифференциальных датчиков больших перемещений в соседние плечи моста (при $R_1 = R(1+\alpha)$, $R_2 = R(1-\alpha)$, $R_3 = R_4 = R$).

В этом случае чувствительность возрастает практически в два раза, а диапазон изменения коэффициента α , при котором обеспечивается линейность, увеличивается на 1,5...2 порядка (см. рис. 3). При этом положительные и отрицательные ветви кривых $f_2(\alpha)$ и $f_{02}(\alpha)$ имеют ось симметрии, совпадающую с началом координатных осей.

На рисунке (см. рис. 3) показаны также кривые функций $f_3(\alpha)$ и $f_{03}(\alpha)$, построенные для случая, когда все четыре плеча моста Уитстона активны (при $R_1 = R(1+\alpha)$, $R_2 = R(1-\alpha)$, $R_3 = R(1+\alpha)$, $R_4 = R(1-\alpha)$), что обеспечивает увеличение чувствительности ещё в два раза и дальнейшее улучшение линейности функций $f_3(\alpha)$ и $f_{03}(\alpha)$.

Выводы

Использование электрических методов измерений при испытаниях мостов и других сооружений позволяет получить большой объём информации о работе конструкций не только при статическом, но и при динамическом воздействии нагрузок. Основным требованием при использовании электрических методов измерений при испытаниях является обеспечение ли-

нейной зависимости между измеряемыми механическими величинами и регистрируемыми электрическими сигналами.

Полученные графики функций $f_i(\alpha)$ и $f_{0i}(\alpha)$ позволяют оценивать условия обеспечения линейности указанных зависимостей при различных подключениях датчиков-преобразователей.

Использование мостовых схем включения тензорезисторов даёт возможность выделять при испытаниях напряжения от действия нормальных сил, а также от действия вертикальных и горизонтальных изгибающих моментов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ДБН В.2.3-6:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування [Текст]. – Чинні від 2010-03-01. – К. : Мін регіон буд. України, 2009. – 42 с.
2. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]. – Чинні від 2010-03-01. – К. : Мін регіон буд. України, 2009. – 66 с.
3. Почтовик, Г. Я. Методы и средства испытания строительных конструкций [Текст] / Г. Я. Почтовик, А. Б. Злочевский, А. И. Яковлев. – М. : Высшая школа, 1973. – 160 с.
4. Панфилов, В. А. Электрические измерения [Текст] / В. А. Панфилов. – 3-е изд., испр. – М. : Издательский центр «Академия», 2006. – 288 с.
5. Раннев, Г. Г. Методы и средства измерений [Текст] / Г. Г. Раннев, А. П. Тарасенко. – 2-е изд., стереотип. – М. : Издательский центр «Академия», 2004. – 336 с.
6. Касаткин, А. С. Электротехника [Текст] / А. С. Касаткин. – М. : Энергия, 1973. – 560 с.
7. Костін, М. О. Теоретичні основи електротехніки. Том 1. [Текст] / О. М. Костін, О. Г. Шейкина. – Д. : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2011. – 336 с.

В. П. ТАРАСЕНКО^{1*}, В. Л. РИКИНА²

^{1*} ГНДЛ штучних споруд, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. (0562) 33 58 12, ел. пошта vikptaras@mail.ru

² ГНДЛ штучних споруд, Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, вул. Лазаряна, 2, Дніпропетровськ, Україна, 49010, тел. (0562) 33 58 12

ВИКОРИСТАННЯ ЕЛЕКТРИЧНИХ МЕТОДІВ ВИМІРЮВАНЬ ПРИ ВИПРОБУВАННЯХ МОСТІВ ТА ІНШИХ СПОРУД

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Мета. У зв'язку з впровадженням нових конструкцій мостів та інших споруд актуальним є використання при їх випробуваннях електричних методів вимірювань, при яких вимірювані прогини, напруги і коливання за допомогою датчиків-перетворювачів перетворюються на електричні сигнали. При цьому дуже важливим є забезпечення фазочутливості і пропорційності між вимірюваними механічними величинами і електричними сигналами. **Методика.** При електричних вимірюваннях датчики-перетворювачі підключаються до електричних мереж мостового типу. Розрахунки моста Уїтстона при різних підключених датчиків-перетворювачів виконувались на основі законів Кірхгофа для розгалужених електричних мереж і з використанням перетворення електричної схеми, при якому у вихідній схемі моста Уїтстона група опорів замінюється іншою еквівалентною групою опорів. Розрахунки проведені для випадків наявності і відсутності внутрішнього опору джерела живлення моста при підключенні датчиків-перетворювачів в одне, два і чотири плеча моста Уїтстона. **Результати.** На основі виконаних розрахунків отримані таблиці і графіки функцій $f_i(\alpha)$ і $f_{0i}(\alpha)$, що визначають зміну струму в вимірювальній діагоналі моста Уїтстона, де α – відносна зміна опорів датчиків-перетворювачів. При одному активному датчику функції $f_1(\alpha)$ і $f_{01}(\alpha)$ характеризуються великою нелінійністю, але для тензорезисторів при $\alpha = \pm(0,01 \dots 0,02)$ прийнятна лінійність і точність вимірювань забезпечуються. **Наукова новизна.** На основі аналізу результатів проведених розрахунків встановлено залежності величини струму у вимірювальній діагоналі моста Уїтстона при різних схемах підключення датчиків-перетворювачів для вимірювання при випробуваннях напружено-деформованого стану в елементах конструкцій. Враховується також величина внутрішнього опору елементів живлення мостової електричної схеми. Розрахунки виконані з використанням законів Кірхгофа і шляхом еквівалентного перетворення розгалуженої електричної мережі. **Практична значимість.** Отримані в роботі графіки функцій $f_i(\alpha)$ і $f_{0i}(\alpha)$ і наведена таблиця дозволяють оцінювати умови забезпечення лінійності зазначених залежностей при різних підключених датчиків-перетворювачів. Мостові схеми включення тензорезисторів дають можливість виділяти при випробуваннях напруги в елементах конструкцій від дії нормальних сил, а також від вертикальних і горизонтальних згинальних моментів.

Ключові слова: статичні і динамічні випробування; тензорезистори; датчики-перетворювачі; електричні методи вимірювання; електричні мережі; міст Уїтстона; розрахунок електричних мереж; закони Кірхгофа; метод перетворення схеми; активні та компенсаційні тензорезистори; підключення тензорезисторів

VIKTOR TARASENKO^{1*}, VERA RYKINA²

^{1*} Industry Research Laboratory of artificial structures, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. (0562) 33 58 12, e-mail vikptaras@mail.ru

² Industry Research Laboratory of artificial structures, Dnipropetrovsk national university of railway transport named after academician V. Lazaryan, 2 Lazaryana Str., Dnipropetrovsk, Ukraine, 49010, tel. (0562) 33 58 12

USING OF ELECTRICAL METHODS OF MEASUREMENTS FOR TESTING OF BRIDGES AND OTHER STRUCTURES

Purpose. With the introduction of new designs of bridges and other structures the using of electrical measurement techniques in which the measured deflections, stresses and vibrations, using transmitters, are converted into electrical signals in their testing is of current interest. It is very important to ensure a phase-sensitivity and proportionality between the measured values of mechanical and electrical signals. **Methods.** For electrical measurements transducers are connected to electrical bridge-type circuits. Calculations of the Wheatstone's bridge connections for various transducers were made on the basis of Kirchhoff's laws for branched electrical networks and using circuitry transformation for which in the original scheme of the Wheatstone's bridge the group of resistances is replaced by another, equivalent resistances group. Calculations were performed for the cases of presence and absence of internal resistance of the bridge's power supply with connecting of transducers into one, two and four arms of a Wheatstone's bridge. **Findings.** From the calculations the tables and graphs of the functions $f_i(\alpha)$ and $f_{0i}(\alpha)$, that determine the change of current in the measuring diagonal of a Wheatstone's bridge are derived, where α is relative change in resistance of transducers. For one active sensor functions $f_1(\alpha)$ and $f_{01}(\alpha)$ are characterized by a high non-linearity, but for strain gages at $\alpha = \pm(0,01 \dots 0,02)$, acceptable linearity and accuracy of the measurements are provided. **Originality.** Based on the result analyses for calculations conducted, relations of

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

the current in the measuring diagonal of the Wheatstone's bridge are determined for various connecting circuits of transducers for measurement of the stress-strain state in structural elements during tests. Also the value of the internal resistance of the bridge's power supply is taken into account. Calculations were performed using Kirchhoff's laws and by equivalent transformation of branched circuit. **Practical value.** Obtained plots for functions $f_i(\alpha)$ and $f_{0i}(\alpha)$ and the above table allow to estimate the conditions for ensuring the linearity of derived dependencies for different transducers' connections. Bridge-type circuits for insertion of strain gages allow to distinguish stresses in structural elements from the action of normal forces as well as vertical and horizontal bending moments.

Keywords: static and dynamic tests; strain gages; transducers; electrical measurement techniques; electrical networks; Wheatstone's bridge; the calculation of electrical networks; Kirchhoff laws; method of circuit transformation; active and compensational strain gages; strain gages connections

Стаття рекомендована до публікації д.т.н., проф. Г. К. Гетьманом (Україна).

Надійшла до редколегії 20.11.2013.

Прийнята до друку 30.11.2013.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.21.093.004.

Д. А. ШЕСТОВИЦКИЙ^{1*}

^{1*} Каф. «Мосты», Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Московский пр., 9, Санкт-Петербург, Россия, 190031, тел./факс +7 (812) 572-6119, эл. почта kmost@pgups.edu

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ СРОКА СЛУЖБЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

Цель. Эта работа посвящена разработке модели прогнозирования срока службы мостов на основе моделирования процесса проникновения хлоридов в защитный слой железобетонных элементов мостов. **Методика.** В основе модели находится численное решение системы дифференциальных уравнений аналитической теории диффузии второго закона А. Фика. **Результаты.** Приведен пример расчета сроков депассивации защитного слоя железобетонных элементов мостов, эксплуатируемых в пяти климатических областях Украины. **Научная новизна.** Предложена модель прогнозирования срока службы железобетонных мостов, основанная на оценке времени хлоридизации защитного слоя с учетом различных факторов: температуры, влажности окружающей среды, напряженного состояния, связывающей способности и влагоемкости бетона. **Практическая значимость.** Разработанная модель может быть применена для прогноза долговечности на стадии проектирования.

Ключевые слова: железобетон; долговечность; хлоридизация; законы аналитической теории диффузии

Введение

В последние 20-25 лет проблема оценки эксплуатационной надежности и долговечности железобетонных мостов стала актуальной для многих стран. Приходится констатировать, что сейчас стремительно растет количество мостов разных лет постройки, надежность и безопасность которых с возрастом стремительно снижается. В этих условиях, для безаварийной эксплуатации и продления ресурса сооружений, нужны новые научные подходы к оценке и прогнозу технического состояния элементов мостов на всех стадиях жизненного цикла. Нужны алгоритмы, которые дали бы количественные критерии уровня надежности и прогноза ресурса элементов.

Бетонные конструкции подвержены влиянию углекислого газа, содержащегося в атмосфере, что приводит к карбонизации защитного слоя и коррозии арматуры. Характерной же особенностью эксплуатации железобетонных мостов является взаимодействие с хлоридными агрессивными средами, источником которых являются хлоридсодержащие антигололедные средства, применяемые с целью обеспечения безопасности движения транспорта на проезжей части при гололеде в зимний период, морской воздух (приморская зона), добавки-

ускорители твердения и противоморозные добавки (на основе хлорида натрия и кальция). В СНиПе по защите конструкций от коррозии, воздействие хлоридов на бетон описывается как среднее и сильноагрессивное [1]. Агрессивное влияние хлоридов доказывается примерами внезапного разрушения конструкции, вследствие коррозии арматуры.

Так, например, обрушение пешеходного моста в 2000 году в городе Шарлотт (США) привело к травмированию более ста человек. Мост был построен в 1995 году, и его обрушение произошло в связи с появлением и развитием в арматуре «точечной» коррозии, вызванной воздействием хлоридов.

Другим примером может послужить обрушение путепровода на международной трассе округа Вашингтон Каунти в 2005 году. Разрушение путепровода было вызвано коррозией от влияния антигололедных средств.

В основе описания процесса проникновения хлорида в бетон лежит дифференциальное уравнение аналитической теории диффузии второго закона Адольфа Фика [3]. Решение этого уравнения является основой для большинства моделей прогнозирования времени накопления критической концентрации ионов хлоридов у поверхности арматуры в железобетонных мостовых конструкциях:

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

$$\text{П закон А. Фика: } \frac{dc}{dt} = D_{Cl} \frac{d^2c}{dx^2}, \quad (1)$$

$$\downarrow$$

$$X_C = 2\sqrt{D_{Cl}t_{Cl}} \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{c_s - c_{crit}}{c_s} \right), \quad (2)$$

$$\downarrow$$

$$t_{Cl} = \frac{X_c^2}{4 \cdot D_{Cl} \cdot \left(\operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{c_s - c_{crit}}{c_s} \right) \right)^2}; \quad (3)$$

где X_C – толщина защитного слоя бетона, м; D_{Cl} – коэффициент диффузии хлоридов в бетоне, $\text{м}^2/\text{с}$; $\operatorname{erf}(\)$ – функция ошибок Гаусса, c_s и c_{crit} – концентрация хлоридов на поверхности бетона защитного слоя и критическая концентрация хлоридов на поверхности арматуры, % по массе цемента.

Аналитическое решение (1-3) нашло широчайшее применение в расчетах в виду своей простоты и удобства применения. Однако такой подход имеет явные недостатки, а именно:

- подход носит общий, поверхностный характер описания диффузии;
- из механизмов переноса вещества рассматривается только диффузия, без учета конвекции;
- коэффициент диффузии хлоридов в бетоне принимается как константа;
- не учитывается влияния температуры и влажности окружающей среды;
- не учитывается изменение скорости диффузии с возрастом бетона;
- не учитывается влияние напряженного состояния;
- не учитывается связывающая способность бетона.

Цель исследования

Эта работа посвящена разработке модели прогнозирования срока службы мостов на основе моделирования процесса проникновения хлоридов в защитный слой железобетонных элементов мостов.

Механизм транспорта хлоридов в бетоне

Основными процессами переноса хлоридов в бетоне являются *диффузия* и *конвекция*.

Диффузия характеризуется переносом хлоридов через поровую влагу сквозь бетон за счет градиента концентрации, который существует между открытой поверхностью бетона и поровым раствором цементной матрицы в насыщенном бетоне. *Конвекция* же объясняется процессом капиллярной сорбции, когда вода перемещается из области насыщенного бетона в область частично насыщенного, тем самым перенося растворенные хлориды, которые добавляются к общей концентрации.

Определяющая система дифференциальных уравнений

При одновременном учете диффузии, конвекции и связывающей способности одномерное уравнение диффузии (1) примет вид:

$$\frac{dC_f}{dt} = \frac{D_{Cl}^*}{1 + (1/\omega_e) \cdot (\partial C_b / \partial C_f)} \frac{d^2 C_f}{dx^2} + \frac{D_h^*}{1 + (1/\omega_e) \cdot (\partial C_b / \partial C_f)} \frac{d}{dx} \left(C_f \frac{dh}{dx} \right), \quad (4)$$

где C_f – концентрация свободных хлоридов в бетоне, $\text{кг}/\text{м}^3$; C_b – концентрация связанных хлоридов в бетоне, $\text{кг}/\text{м}^3$; h – относительная поровая влажность бетона; D_{Cl}^* и D_h^* – эффективные коэффициенты диффузии хлоридов и влаги в бетоне, $\text{м}^2/\text{с}$; ω_e – свободная поровая влага; $\partial C_b / \partial C_f$ – связывающая способность бетона.

В уравнении (4) при учете конвекции появляется неизвестная функция относительной поровой влажности, h , которая как и концентрация хлоридов изменяется по времени и глубине бетона и должна быть найдена из дифференциального уравнения, описывающего диффузию влаги в бетоне. Перемещение влаги в бетоне так же моделируется с помощью дифференциального уравнения аналитической теории диффузии закона А. Фика и может быть выражено через относительную поровую влажность следующим образом [3]:

$$\frac{\partial \omega_e}{\partial t} = \frac{\partial \omega_e}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} = D_h^* \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}, \quad (5)$$

где ω_e – свободная поровая влага; h – относи-

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

тельная поровая влажность; D_h – эффективный коэффициент диффузии влаги в бетоне; $\partial \omega_e / \partial h$ – влагоемкость бетона.

Система дифференциальных уравнений (4-5) являются основой предложенной модели.

Эффективные коэффициенты диффузии

D_{Cl}^* и D_h^*

Эффективные коэффициенты диффузии называются таковыми, потому что учитывают влияние различных факторов на скорость диффузии и находятся по следующим формулам:

$$D_{Cl}^* = f_1(T) \cdot f_2(W) \cdot f_3(t) \cdot f_4(\sigma) \cdot D_{Cl,0}, \quad (6)$$

$$D_h^* = g_1(T) \cdot g_2(W) \cdot g_3(t) \cdot D_{h,0}, \quad (7)$$

где $D_{Cl,0}$, $D_{h,0}$ – начальные коэффициенты диффузии хлоридов и влаги в бетоне, $\text{м}^2/\text{с}$; $f_1(T)$, $g_1(T)$ – функции влияния температуры; $f_2(W)$, $g_2(W)$ – функции влияния влажности; $f_3(t)$, $g_3(t)$ – функции влияния времени; $f_4(\sigma)$ – функция влияния напряженного состояния.

Влияние температуры и влажности окружающей среды на проникновение хлоридов и влаги в бетон

Для проникновения хлоридов наиболее опасным является режим «увлажнения-просушки», который способствует наибольшей скорости диффузии и, в свою очередь, зависит от изменения климатических условий эксплуатации.

Для учета сезонных колебаний температуры и влажности, предполагается, что их функция в зависимости от времени подчиняется синусоидальному закону:

$$f_{T,W}(t) = \frac{\varphi_{\max} + \varphi_{\min}}{2} + \frac{\varphi_{\max} - \varphi_{\min}}{2} \sin(2\pi t), \quad (8)$$

где $\varphi_{\max}$ – максимальное среднее значение параметра (температуры, влажности), $\varphi_{\min}$ – минимальное среднее значение параметра (температуры, влажности), t – время в годах.

Согласно [4], влияние температуры и влажности на значение начального коэффициента диффузии хлоридов в бетоне ($D_{Cl,0}$) учитывается дополнением в виде двух функций:

Влияние температуры:

$$f_1(T) = e^{\left[\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right) \right]}, \quad (9)$$

Влияние влажности:

$$f_2(W) = \left[1 + \frac{(1-w)^4}{(1-w_{ref})^4} \right]^{-1}, \quad (10)$$

где E – энергия активации для хлоридной диффузии, кДж/моль ; R – газовая константа, $8,314 \times 10^{-3} \text{ кДж/К} \cdot \text{моль}$; T – температура окружающей среды, К ; T_{ref} – исходная температура при которой был измерен коэффициент диффузии, К ; w – влажность окружающей среды; w_{ref} – влажность при которой коэффициент диффузии достигает своего среднего значения.

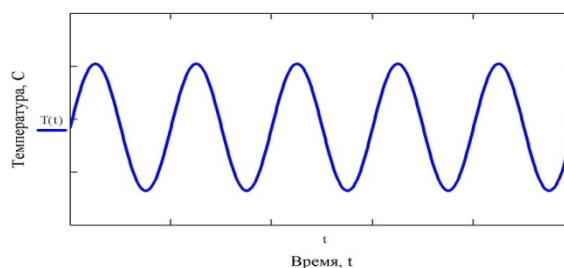


Рис. 1. Изменение температуры по синусоидальному закону

Энергия активации для хлоридной диффузии, E , зависит от водоцементного отношения (табл. 1).

Таблица 1

Энергия активации для хлоридной диффузии

В/Ц	E , кДж/моль
0,4	$41,8 \pm 4,0$
0,5	$44,6 \pm 4,3$
0,6	$32,0 \pm 2,4$

Функция $g_1(T)$, учитывающая влияние температуры на коэффициент диффузии влаги $D_{h,0}$, находится аналогично формуле (9), энергия активации, E , находится в пределах $[22,5 \dots 39] \text{ кДж/моль}$ [5].

Влияние влажности определяется по формуле:

$$g_2(W) = \alpha_0 + \frac{1 - \alpha_0}{1 + [(1-w)/(1-w_{ref})]^n}, \quad (11)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

где w – влажность окружающей среды; w_{ref} – влажность, при которой коэффициент диффузии достигает своего среднего значения; α_0 и n – коэффициенты, которые находятся в пределах $[0,025; 0,1]$ и $[6; 16]$ соответственно.

Зависимость диффузии от времени эксплуатации

Коэффициенты диффузии хлоридов и влаги в бетоне ($D_{Cl,0}$, $D_{h,0}$), часто рассматривается как параметр, независимый от времени. В работе [6] коэффициент диффузии хлоридов описывается как степенная функция времени. Лабораторные испытания [7], [8] показали, что зависимость коэффициента диффузии от времени подчиняется линейному закону в двойной логарифмической системе координат. Это означает, что функция влияния на коэффициент диффузии, $D_{Cl,0}$, может быть записана в виде степенной функции:

$$f_3(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^m, \quad (12)$$

где t_0 – время определения коэффициента диффузии, с; m – коэффициент, определяемый экспериментальным путем, t – время эксплуатации, с.

Влияние времени на коэффициент диффузии влаги, $D_{h,0}$, описывается функцией:

$$g_3(t) = 0,3 + \sqrt{\frac{13}{t_e}}, \quad (13)$$

где t_e – представляет эквивалентный период гидратации.

Влияние напряженного состояния бетона на диффузию хлоридов

В работах [9, 10] выдвигается гипотеза об ускорении и замедлении диффузии хлоридов в бетоне в зависимости от типа напряженного состояния (сжатие или растяжение). Там же проведены экспериментальные исследования по определению влияния напряженного состояния на коэффициент диффузии хлоридов в бетоне и выведена зависимость:

$$f_4(\sigma) = \left[1 + A_{c(t)} \cdot \left(\frac{\sigma_{c(t)}}{f_{c(t)}} \right) \right]^2, \quad (14)$$

где $\sigma_{c(t)}$ – номинальное значение напряжения при сжатии (растяжении), МПа; $f_{c(t)}$ – предельное значение напряжения при сжатии (растяжении), МПа; $A_{c(t)}$ – экспериментальные коэффициенты, принимающие значения $-0,0236$ и $0,0496$ в зависимости от напряженного состояния (сжатия или растяжения).

Связывающая способность и влагоемкость бетона

В бетоне хлориды могут находиться в двух состояниях: свободном и связанном

$$C_t = C_b + w_e \cdot C_f \quad (15)$$

Свободные хлориды (C_f), растворяются в поровой влаге (w_e) и диффундируют дальше в бетон. Хлориды, которые физически адсорбируются на поверхности пор, химически создают малорастворимые соединения с продуктами гидратации цемента, называют связанными (C_b). Они не принимают участия в диффузии хлоридов и не являются опасными для арматуры, в отличие от свободных хлоридов. Связывающая способность бетона определяется как производная от концентрации связанных хлоридов по концентрации свободных хлоридов ($\delta C_b / \delta C_f$).

Для нахождения связывающей способности бетона нужно установить взаимосвязь между связанными и свободными хлоридами.

Среди различных исследований три закона, три типа изотерм адсорбции, устанавливающих взаимосвязь между свободными и связанными хлоридами, применяются наиболее часто (см. рис. 9):

1. Линейный закон:

$$C_b = \alpha \cdot C_f \rightarrow \frac{\partial C_b}{\partial C_f} = \alpha; \quad (16)$$

2. Закон Френдлиха:

$$C_b = \alpha_f \cdot C_f^{\beta_f} \rightarrow \frac{\partial C_b}{\partial C_f} = \alpha_f \cdot \beta_f \cdot C_f^{\beta_f - 1}; \quad (17)$$

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

3. Закон Лангмюра:

$$C_b = \frac{\alpha_l \cdot C_f}{1 + \beta_l \cdot C_f} \rightarrow \frac{\partial C_b}{\partial C_f} = \frac{\alpha_l}{(1 + \beta_l \cdot C_f)^2}; \quad (18)$$

где $\alpha, \alpha_f, \beta_f, \alpha_l, \beta_l$ – связывающие константы, определенные эмпирическим путем регрессионного анализа. Значения связывающих констант зависят от содержания три кальциевого алюмината C_3A в цементе, отвечающего за связывающую способность цемента. Для среднего значения $C_3A = 8\%$, $\alpha = 0,147$, $\alpha_f = 0,256$, $\beta_f = 0,397$, $\alpha_l = 0,1185$, $\beta_l = 0,090$.

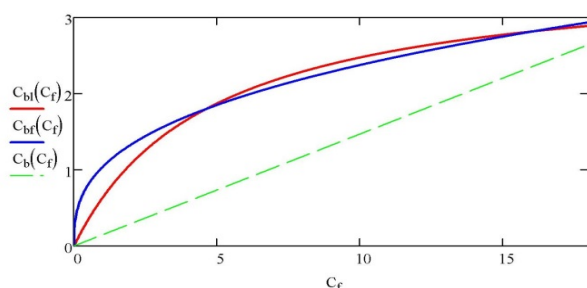


Рис. 2. Изотермы сорбции, построенные по линейному закону (■), закону Фрейндлиха (■) и закону Лангмюра (■)

Влагоемкость бетона ($\delta\omega_e / \delta h$) позволяет установить взаимосвязь между свободной поровой влагой (ω_e) и относительной поровой влажностью (h). Влагоемкость определяется согласно модели Браунера – Скальны – Бодора (*BSB model*) [11].

При учете связывающей способности ($\partial C_b / \partial C_f$) и влагоемкости бетона ($\delta\omega_e / \delta h$) уравнения (4-5) становятся нелинейными дифференциальными уравнениями в частных производных.

Следует отметить, что дифференциальные уравнения в частных производных представляют собой одну из наиболее сложных и одновременно интересных задач вычислительной математики. Решения линейных уравнений в частных производных, как правило, получают вполне предсказуемыми, и их часто можно решить аналитически. Нелинейные уравнения, напротив, могут демонстрировать самые неожиданные решения, решить их аналитически практически невозможно.

Численное решение системы дифференциальных уравнений

Для решения системы нелинейных дифференциальных уравнений (4-5) выбран метод конечных разностей в явной форме. На каждом шаге пространственно-временной схемы эффективные коэффициенты диффузии $D_{Cl,0}$ и $D_{h,0}$, функции концентрации свободных хлоридов (C_f) и функции относительной поровой влажности (h) находятся заново, после чего схема проверяется на устойчивость по критерию Куранта, для избежания «разболтки» системы. В программном комплексе Mathcad автором была написана программа, позволяющая выполнять все шаги алгоритма автоматически.

Эта модель позволяет определять время, через которое на определенной глубине (величина защитного слоя) концентрация хлоридов достигнет критического значения (время до начала коррозии арматуры), учитывая при этом, влияние температуры, влажности и времени, напряженного состояния, связывающей способности и влагоемкости бетона, и автоматически строить график распределения концентрации хлоридов по глубине в каждый момент времени (рис. 6), а так же поверхность изменения концентрации хлоридов (рис. 9 и 10).

Блок-схема предложенной модели

Блок-схема модели проникновения хлоридов в защитный слой железобетонных элементов мостовых конструкций с учетом формул (1-18) показана на рис. 3.

Пример прогнозирования сроков деградации железобетонных элементов мостов

Для примера выбрана железобетонная конструкция пролетного строения моста, которая эксплуатируется в пяти областях Украины с различным типом климата (рис. 4), имеет разное водоцементное отношение бетона, а так же разную толщину защитного слоя (табл. 2).

Толщина защитного слоя $h = 30, 40, 50$ мм.

Поверхностная концентрация хлоридов $C_0 = 3,5$ кг/м³.

Критическая концентрация хлоридов для начала коррозии на поверхности арматуры $C_{кр} = 0,9$ кг/м³.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Водоцементное отношение бетона – 0,4; 0,5; 0,6.

Таблица 2

Значение максимальной и минимальной средней температуры и влажности окружающей среды региона

Климатическая область	Температура, min, °C	Температура, max, °C	Влажность, min, %	Влажность, max, %
Черниговская	-7,1	18,7	69	89
Ивано-Франковская	-5,1	17,9	73	85
Херсонская	-3,2	23	60	83
Луганская	-5,9	21,7	59	85
Севастопольская	3,1	22	69	79



Рис. 4. Области с различным типом климата

Результаты приведены в табл. 3 и 4, а также на рис. 5-11.

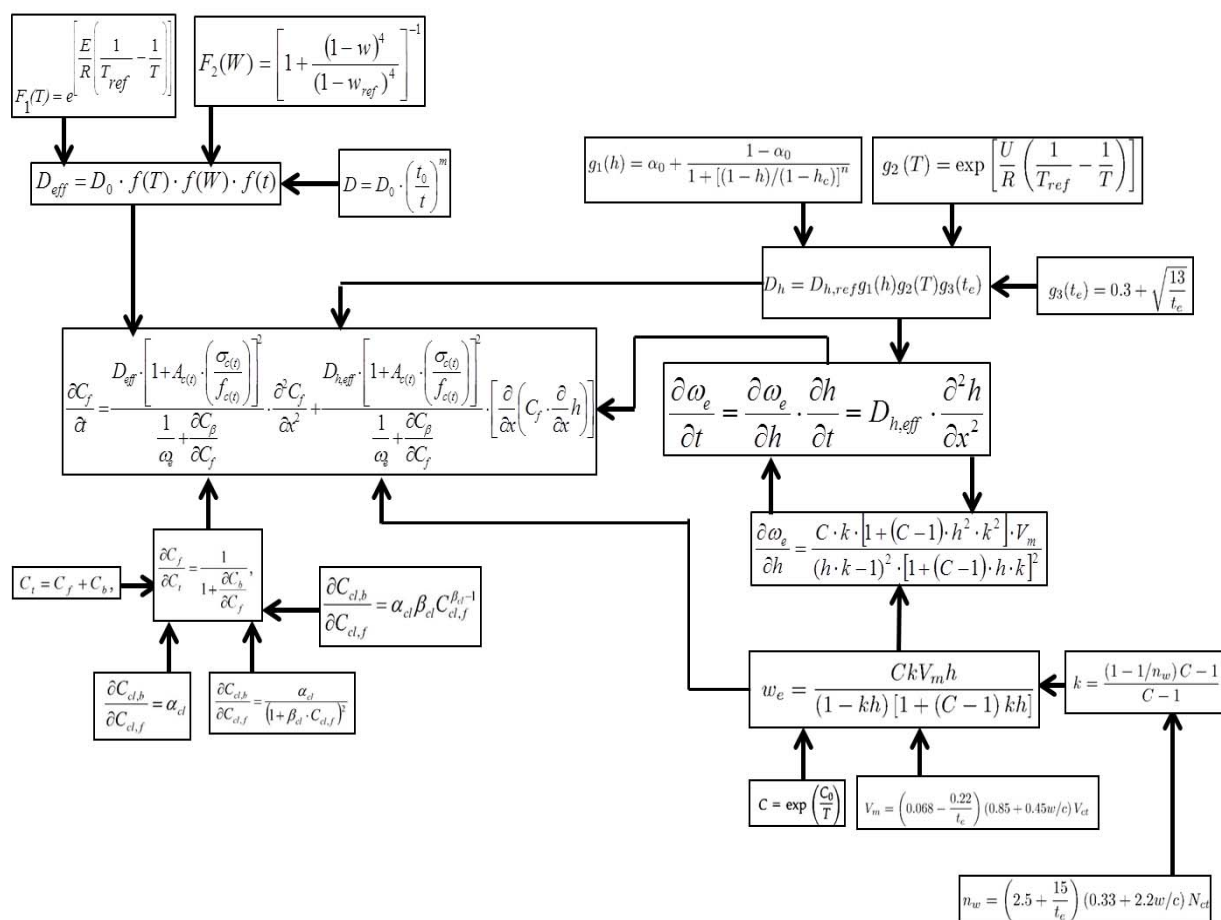


Рис. 3. Блок-схема предложенной модели

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

Таблица 3

Время накопления хлоридов до критического значения, $C_{кр}$ (с учетом связывающей способности)

Севастопольская	16,7	7,2	2,7	41,8	17,4	6,3	88,9	38,2	12,9
Луганская	28,6	12,1	4,1	72,9	30,6	9,4	138,3	66,5	20,3
Херсонская	25,7	10,1	3,9	65,6	27,3	8,9	127,7	59,4	19,0
Ивано-Франковская	15,9	7,1	2,3	39,9	17,1	5,4	85,3	36,9	11,1
Черниговская	13,8	7,7	2,5	35,1	15,2	5,9	76,5	32,4	12,1
Климатическая область	Время, лет								
	0,40	0,5	0,6	0,4	0,5	0,6	0,4	0,5	0,6
	В/Ц			В/Ц			В/Ц		
	30 мм			40 мм			50 мм		
	Толщина защитного слоя								

Таблица 4

Время накопления хлоридов до критического значения, $C_{кр}$ (без учета связывающей способности)

Севастопольская	6,6	3,1	1,6	16	7,2	2,9	33,4	14,7	5,5
Луганская	10,1	5,2	2,0	27,9	12,5	4,2	59,4	26	8,3
Херсонская	9,8	4,6	1,9	24,8	10,9	4,1	52,9	23,1	7,8
Ивано-Франковская	6,7	3,2	1,5	16,2	7,6	2,5	33,9	15,4	4,9
Черниговская	5,8	3,5	1,6	14,4	6,7	2,7	30,3	13,6	5,4
Климатическая область	Время, лет								
	0,40	0,5	0,6	0,4	0,5	0,6	0,4	0,5	0,6
	В/Ц			В/Ц			В/Ц		
	30 мм			40 мм			50 мм		
	Толщина защитного слоя								

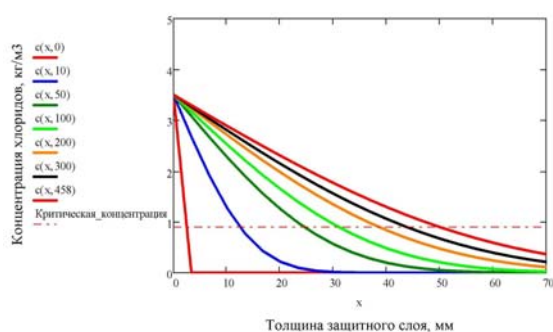


Рис. 5. Изменение концентрации хлоридов в бетоне защитного слоя в разные моменты времени в Севастопольском регионе

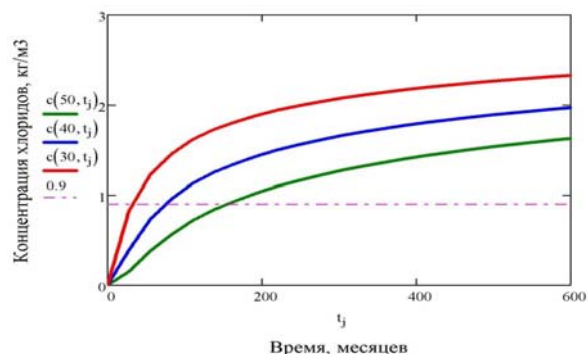


Рис. 6. Графики изменения концентрации хлоридов на глубине защитного слоя во времени (■) – 50 мм, (■) – 40 мм, (■) – 30 мм) при В/Ц=0,6)

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

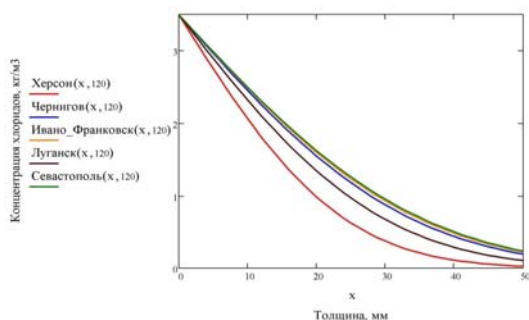


Рис. 7. Графики распределения концентрации хлоридов в бетоне через 120 месяцев для пяти климатических областей

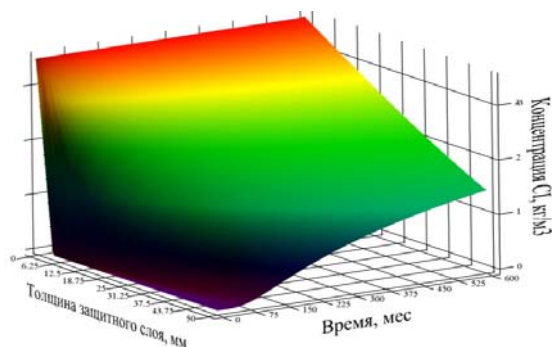


Рис. 8. Поверхность изменения концентрации хлоридов по толщине защитного слоя и времени в Севастопольской области

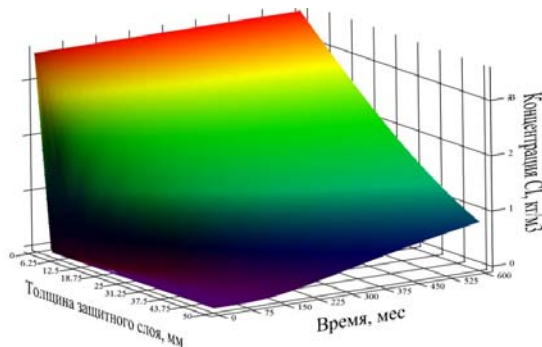


Рис. 9. Поверхность изменения концентрации хлоридов по толщине защитного слоя и времени в Херсонской области

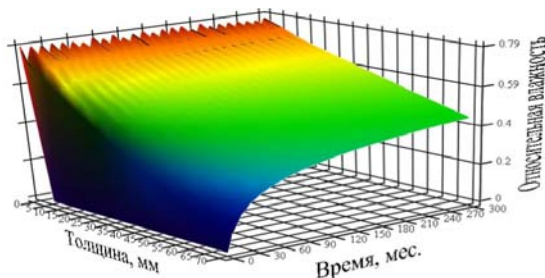


Рис. 10. Поверхность изменения влажности по толщине защитного слоя и времени в Севастопольской области

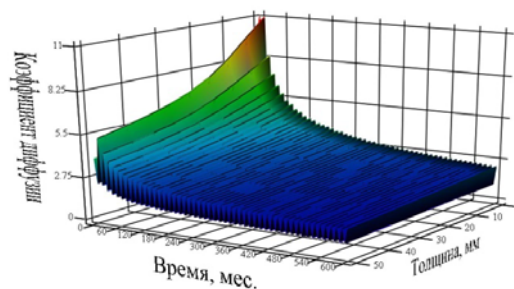


Рис. 11. Поверхность изменения эффективного коэффициента диффузии хлоридов в бетоне по толщине защитного слоя и времени, мм²/мес

При значении времени $t = 458,2$ месяцев концентрация, C , на глубине 50 мм достигает критического значения, $C_{кр}$

Выводы

Большинство моделей прогнозирования сроков депассивации защитного слоя, основанных на решении дифференциального уравнения первого закона А. Фика в явном виде, не содержат функций влияния температуры и влажности, а так же функций влияния времени эксплуатации, напряженного состояния, связывающей способности бетона на скорость прохождения фронта депассивации.

Коэффициент диффузии хлоридов в бетоне остается константой, даже при введении коэффициентов, учитывающих эти воздействия. Численное решение позволяет учитывать изменение коэффициента диффузии по толщине защитного слоя и времени.

В этой статье предлагается модель прогноза времени деградации защитного слоя до наступления процесса коррозии арматуры с учетом влияния температуры, влажности, времени эксплуатации, напряженного состояния, связывающей способности и влагоемкости бетона. Рассматриваются два механизма транспорта: диффузия и конвекция. Эта модель может быть применена для прогноза долговечности мостов на стадии проектирования.

Модель дает возможность строить поверхность изменения концентрации хлоридов по глубине и времени.

По результатам исследований и расчетов по предложенной модели, можно сделать вывод,

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

что параметрами, оказывающими воздействие на скорость проникновения хлоридов, являются водоцементное отношение бетона, толщина защитного слоя, климатические условия, а также связывающая способность бетона.

В дальнейшем требуется создание модели коррозии арматуры в бетоне с последующим разрушением защитного слоя для получения полного срока службы железобетонных элементов мостовых конструкций

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пухонто, Л. М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений: (силосов, бункеров, резервуаров, водонапорных башен, подпорных стен): монография [Текст] / Л. М. Пухонто. – М. : Изд-во АСВ, 2004. – 424 стр. с илл.
2. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии [Текст]. – Введ. 1986-01-01. – Госстрой СССР. – М: ЦИТП, 1986.
3. Brunauer, S. Adsorption in nonporous solids [Текст] / S. Brunauer, J. Skalny, E. Bodor // Journal of Colloid Interface Science, 1969, 30, 546–552.
4. Maage, M. Chloride penetration in high performance concrete exposed to marine environment [Текст] / M. Maage, S. Helland, J. E. Carlsen // Proc of RILEM international Workshop on Durability of High Performance Concrete, Wien, February 14-15 1994. – P. 194-207.
5. Mangat, P. S. Prediction of long term chloride concentration in concrete [Текст] / P. S. Mangat, B. T. Molloy // Materials and, Vol. 27. – P. 338-346.
6. Martin-Perez, B. Numerical solution of mass transport equations in concrete structures [Текст] / B. Martin-Perez, S. Pantazopoulou, M. Thomas, // Computers and Structures, 2001, 79. – P. 1251-1264.
7. Papadakis, V. G. Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress [Текст] / V. G. Papadakis // Cement and Concrete Research, 2000, 30(3). – P. 1215-1223.
8. Saetta, A. Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete [Текст] / A. Saetta, R. Scotta, R. Vitaliani // ACI Materials Journal, 1993, 90(5). – P. 441-451.
9. Takewaka, K. Quality and Cover Thickness of Concrete Based on the Estimation of Chloride Penetration in Marine Environments [Текст] / K. Takewaka, S. Mastumoto // ACI SP 109-17, American Concrete Institute, 1988. – P. 381-400.
10. Tingcheng, Yan Durability of Pre-stressed Concrete Structure Suffering from Chloride Ions' Invasion [Текст] / Yan Tingcheng, Lu Chunhua, Wu Zhiren, Liu Ronggui // International Journal of Nonlinear Science, 2008, Vol.5. – P. 184-192.
11. Xi, Y. Moisture diffusion in cementitious materials adsorption [Текст] / Y. Xi, Z. Bazant, H. Jennings // Advanced Cement Based Materials, 1994, 1(6). – P. 324-325

Д. О. ШЕСТОВИЦКИЙ^{1*}

^{1*} Каф. «Мости», Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Московский пр., 9, Санкт-Петербург, Россия, 190031, тел./факс +7 (812) 572-6119, ел. почта kmost@pgups.edu

ПРОГНОЗУВАННЯ СТРОКУ СЛУЖБИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТІВ

Мета. Ця робота присвячена розробці моделі прогнозування строку служби мостів на основі моделювання процесу проникнення хлоридів у захисний шар залізобетонних елементів мостів. **Методика.** В основі моделі знаходиться чисельне рішення системи диференціальних рівнянь аналітичної теорії дифузії другого закону А. Фіка. **Результати.** Наведено приклад розрахунку термінів депасивації захисного шару залізобетонних елементів мостів, що експлуатуються в п'яти кліматичних областях України. **Наукова новизна.** Запропоновано модель прогнозування строку служби залізобетонних мостів, засновану на оцінці часу хлоридизації захисного шару із урахуванням різних факторів: температури, вологості навколишнього середовища, напруженого стану, в'язучої здатності і вологоємності бетону. **Практична значимість.** Розроблена модель може бути застосована для прогнозу довговічності на стадії проектування.

Ключові слова: залізобетон; довговічність; хлоридизація; закони аналітичної теорії дифузії

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

D. SHESTOVITSKY^{1*}

^{1*} Dept. of Bridges, Petersburg State Transport University, 9 Moskovsky pr., Saint Petersburg, Russia, 190031, tel./fax +7 (812) 572 61 19, e-mail kmost@pgups.edu

SERVICE LIFE PREDICTION OF REINFORCED CONCRETE BRIDGES.

Purpose. The present article is concerned with the development of service life prediction models of bridges, based on the process modeling of chlorides penetration into the protective layer of reinforced concrete bridge components. **Methodology.** The base of the model is a numerical solution of differential equation system of the analytic theory of Fick's diffusion second law. **Findings.** The example to be provided shows the depassivation deadlines' calculation for protective layer of reinforced concrete bridge components which are being exploited in 5 climatic areas of Ukraine. **Originality.** A model of working life prediction of reinforced concrete bridges has been offered, which is based on an assessment of chloridization time of protective layer, with allowance for large amount of factors: temperature, environmental humidity, state of tension, binding capacity and moisture capacity of concrete. **Practical value.** The developed model can be applied practically for the service life prediction at the design stage.

Keywords: reinforced concrete; durability; chloridization; laws of diffusion analytic theory

Стаття рекомендована к публікації д.т.н., проф. А. І. Лантухом-Лященко (Україна).

Поступила в редколлегию 24.11.2013.

Принята к печати 29.11.2013.

Наукове видання

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

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

Випуск 4

(українською, російською та англійською мовами)

*Свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації
КВ № 17811-6661Р від 27.04.2011 р. видане Міністерством юстиції України*

**Відповідальний за випуск О. С. Распопов
Комп'ютерне верстання В. І. Соломка**

Статті в збірнику друкуються в авторській редакції

Формат 60 × 84 ¹/₈. Ум.друк.арк. 15,00. Тираж 100 пр. Зам. № ____.

**Видавництво Дніпропетровського національного університету залізничного
транспорту імені академіка В. Лазаряна**

Адреса редакції, видавця та дільниці оперативної поліграфії:

вул. Лазаряна, 2, м. Дніпропетровськ-10, 49010, Україна

Тел.: +38 (056) 373-15-61

E-mail: kafmost@mt.diit.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1315 від 31.03.2003.

