

06
R54

ISSN 1993-9175

МІНІСТЕРСТВО ТРАНСПОРТУ ТА ЗВ'ЯЗКУ УКРАЇНИ



ВІСНИК

**Дніпропетровського національного
університету залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна**

Випуск 39

**Дніпропетровськ
2011**

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

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

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

За загальною редакцією проф. О. М. ПШІНЬКА

Засновано в 2003 році

Випуск 39

Дніпропетровськ
2011

УДК 625.1+626.2
ББК 39.2
В 53

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

Затверджено до друку рішенням Вченої ради Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна від 03.10.2011 р., протокол № 2

Редакційна колегія:

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

Члени редакційної колегії:

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

Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Вип. 39. – Д.: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2011. – 230 с.
ISSN 1993-9175

У статтях висвітлені наукові дослідження, виконані авторами в Дніпропетровському національному університеті залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна та інших організаціях. Статті присвячені вирішенню актуальних питань залізничного транспорту за такими напрямками: автоматизовані системи керування на транспорті, економіка транспорту, електричний транспорт, залізнична колія, моделювання задач транспорту та економіки, ремонт та експлуатація засобів транспорту, рухомий склад і тяга поїздів, транспортне будівництво.

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

УДК 625.1+626.2
ББК 39.2

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

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

ISSN 1993-9175

© Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн.
трансп. ім. акад. В. Лазаряна, оригінал-макет, 2011

ЗМІСТ

ГАЛУЗЬ ТЕХНІЧНИХ НАУК

РОЗДІЛ «ТРАНСПОРТНЕ БУДІВНИЦТВО»

В. А. БАЖЕНОВ, І. І. СОЛОДЕЙ, М. О. ВАБИЩЕВИЧ (КНУБА, Київ) ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ МЕХАНІКИ РУЙНУВАННЯ ДЛЯ ТІЛ ОБЕРТАННЯ В НЕСТАЦІОНАРНИХ ЗАДАЧАХ ДИНАМІКИ	7
Я. А. БАЛАБУХ (Львівський регіональний науково-технічний центр ДерждорНДІ) ДОСЛІДЖЕННЯ МЕТАЛУ БАЛОК ТРИВАЛОГО ЗБЕРІГАННЯ	13
В. А. БАНАХ (Запорожская государственная инженерная академия) МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ПЕРЕДАЧЕ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ЧЕРЕЗ ГРУНТОВЫЙ МАССИВ	18
А. В. БИЛЬЧЕНКО, А. Г. КИСЛОВ (ХНАДУ, Харьков) ОСОБЕННОСТИ СИСТЕМЫ МОНИТОРИНГА ФИЗИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ГОРОДСКИХ МОСТОВ	23
І. Ю. ГАБРУССЕВА (Тернопільський національний технічний університет ім. І. Пулюя) СТИСНЕННЯ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОГО ІЗОТРОПНОГО ШАРУ ДВОМА СПІВВІСНИМИ КЛЬЦЕВИМИ ШТАМПАМИ	27
А. В. ГАРМАШ, В. І. СОЛОМКА, О. В. ГОРБОВА (ДІТ) ОЦІНЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ	33
М. В. ГОГОЛЬ, М. Р. БІЛЬСЬКИЙ (НУ «Львівська політехніка») РОЗРАХУНКОВИЙ МЕТОД РЕГУЛЮВАННЯ ЗУСИЛЬ У СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНИХ СИСТЕМАХ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ	37
О. Л. ЗАКОРА, С. В. КЛЮЧНИК (ДІТ), Г. О. ЛИННИК, М. П. ДИТИНЕНКО, Д. Л. ІВАШКЕВИЧ, О. А. ЗАБІЯКА (ДП «Укрзалізниця») НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ БЕЗБАЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА	47
А. П. ИВАНОВ, В. В. ПСЮК (Донбасский государственный технический университет, Алчевск), И. А. ИВАНОВА (ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В. Н. Шимановского», Киев) РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ОСТАТОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ШВЕЛЛЕРАХ ПРИ НАНЕСЕНИИ СВАРНОГО ШВА	51
В. И. КИРЬЯН, М. Г. МАЛЬГИН (Институт электросварки им. Е. О. Патона НАН Украины, Киев) ПУТИ ОБЕСПЕЧЕНИЯ НОРМАТИВНОГО РЕСУРСА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ	55
П. М. КОВАЛЬ (Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури, Київ), С. В. СТОЯНОВИЧ (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ) НАПРУЖЕННЯ У ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВАХ МОСТІВ ПРИ ВРАХУВАННІ СТАДІЙНОСТІ РОБОТИ	61
П. М. КОВАЛЬ (Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури, Київ), А. С. ФАЛЬ, П. М. СТАШУК (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ), Я. І. КОВАЛЬЧИК (НТУ, Київ) ДОСЛІДЖЕННЯ МОНОЛІТНОЇ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ АВТОДОРОЖНЬОЇ ЕСТАКАДИ	66
В. В. КОВАЛЬЧУК, Й. Й. ЛУЧКО (Львівська філія ДПТУ) БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНІ ТЕНЗОРЕЗИСТОРИ (ДАВАЧІ)	72
В. П. КОЖУШКО, С. Н. КРАСНОВ, Е. С. КРАСНОВА (ХНАДУ, Харьков) ПРИМЕНЕНИЕ ПРОФНАСТИЛА ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ И РЕМОНТЕ МАЛЫХ МОСТОВ	83
В. П. КОРОЛЬОВ (Приазовський державний технічний університет), О. М. ГІБАЛЕНКО (ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», ДонЦТБ), О. М. ШЕВЧЕНКО (Донбаська національна академія будівництва і архітектури) ПРИНЦИПИ УПРАВЛІННЯ КОРОЗІЙНОЮ НЕБЕЗПЕКОЮ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ, БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД	87
М. Г. МАЛЬГИН, В. И. КИРЬЯН (Институт электросварки им. Е. О. Патона НАН Украины, Киев) РАСЧЕТ НА УСТАЛОСТЬ СВАРНЫХ УЗЛОВ ОРТОТРОПНЫХ ПЛИТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ ПО ЛОКАЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЯМ	91

В. І. МАРУХА, І. П. ГНИП, М. П. ВОЛОШИН (ДПІЦ «Техно-ресурс» НАН України) ОПТИМІЗАЦІЯ СКЛАДУ ІНГІБОРА ДЛЯ РЕМОНТУ ПОШКОДЖЕНИХ ТРІЩИНАМИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ІН'ЄКЦІЙНИМИ ТЕХНОЛОГІЯМИ	98
І. В. МЕЛЬНИК, Р. З. ДОБРЯНСЬКИЙ, Р. І. КАНАФОЦЬКИЙ, Н. Б. ДАВИДОВСЬКИЙ (НУ «Львівська політехніка») ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ПОЗДОВЖНЬОЮ АРМАТУРОЮ КЛАСУ A500C, ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНОЮ СИСТЕМОЮ RUREDIL X MESH GOLD	104
Б. С. ОКРЕПКИЙ, М. Я. ШЕЛЕСТОВСЬКА (Тернопільський національний економічний університет) КОНТАКТНА ВЗАЄМОДІЯ КРУГОВОГО ШТАМПА З ШАРОМ ПРИ НЕІДЕАЛЬНОМУ ТЕПЛОВОМУ КОНТАКТІ	110
О. П. ОСТАШ, І. М. АНДРЕЙКО, В. В. КУЛИК, В. І. ПРОКОПЕЦЬ (Фізико-механічний інститут ім. Г. В. Карпенка НАН України, Львів) КОНТАКТНО-ВТОМНА ПОШКОДЖУВАНІСТЬ ПОВЕРХНІ КОЧЕННЯ ЗАЛІЗНИЧНИХ КОЛІС ТИПУ КП-2 ТА КП-Т	118
А. М. ПАВЛІКОВ, О. А. КРУПЧЕНКО (Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка) РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК У ЗАКРИТИЧНІЙ СТАДІЇ РОБОТИ БЕТОНУ	123
Я. М. ПЕЛЕХ (НУ «Львівська політехніка») МЕТОДИ ВИСОКОГО ПОРЯДКУ ТОЧНОСТІ РОЗВ'ЯЗУВАННЯ ЗАДАЧІ КОШІ ДЛЯ НЕЛІНІЙНИХ ІНТЕГРО-ДИФЕРЕНЦІАЛЬНИХ РІВНЯНЬ ВОЛЬТЕРРА	126
Р. Я. ПЕЛЕХ (НУ «Львівська політехніка»), Й. Й. ЛУЧКО (Львівська філія ДПТУ) ДВОСТОРОННІ ОБЧИСЛЮВАЛЬНІ СХЕМИ РОЗВ'ЯЗУВАННЯ НЕЛІНІЙНИХ ДИФЕРЕНЦІАЛЬНИХ РІВНЯНЬ З ОЦІНКОЮ ГОЛОВНОГО ЧЛЕНА ПОХИБКИ	131
В. Д. ПЕТРЕНКО, О. Л. ТЮТЬКІН (ДПТ), В. І. ПЕТРЕНКО (Укрметротунельбуд) КОМПЛЕКСНИЙ АНАЛІЗ КОЛОННОЇ СТАНЦІЇ ІЗ ВАРІАЦІЄЮ ГЛИБИНИ ЗАКЛАДЕННЯ	138
К. А. ПИРАДОВ (Московский государственный открытый университет, Россия) ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ АТОМНЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ	144
А. Н. ПЛУГИН, Л. В. ТРИКОЗ, О. С. ГЕРАСИМЕНКО, А. А. ПЛУГИН, Д. А. ПЛУГИН, Ал. А. ПЛУГИН (УкрГАЗТ, Харьков) РАЗВИТИЕ НЕКОТОРЫХ АСПЕКТОВ КОЛЛОИДНОЙ ХИМИИ И ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКОЙ МЕХАНИКИ ДИСПЕРСНЫХ СИСТЕМ И МАТЕРИАЛОВ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ И СКЛОНОВ	150
І. М. ПОГРЕЛЮК, О. В. ТКАЧУК, О. В. САМБОРСЬКИЙ (Фізико-механічний інститут ім. Г. В. Карпенка НАН України), З. О. СІРИК (Львівська філія ДПТУ) МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТИТАНОВИХ СПЛАВІВ З ПОВЕРХНЕВИМИ ЗМІЦНЕНИМИ ШАРАМИ	157
А. С. РАСПОПОВ, В. Е. АРТЕМОВ (ДИИТ) ОСОБЕННОСТИ ПОСТРОЕНИЯ ОБЪЕМНЫХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ РАСЧЕТА КОНТИНУАЛЬНЫХ МОДЕЛЕЙ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ	163
В. П. РЕДЧЕНКО (Дніпропетровський відділ ДерждорНДІ), Ю. В. КРЮЧКОВ, Т. В. РЕДЧЕНКО (ПСП «Мост-сервіс») ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОБЛЕМИ ВИЯВЛЕННЯ ДЕФЕКТІВ МОСТІВ МЕТОДАМИ ВІБРОДІАГНОСТИКИ	168
В. В. РИБКІН, Ю. Л. ЗАЯЦЬ, В. В. КОВАЛЕНКО, П. О. ПІШНЬКО (ДПТ) ДОСЛІДЖЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОГО РЕСУРСУ ПОПЕРЕДНЬОНАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ УКРАЇНСЬКОГО ВИРОБНИЦТВА	173
В. Н. РУДАКОВ, Г. А. МОЛОДЧЕНКО, Д. В. АБРАКИТОВ (Харьковская национальная академия городского хозяйства) НАНОТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ОЦЕНКИ НОРМАТИВНЫХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА В РАМКАХ ТЕОРИИ СКОЛЬЖЕНИЯ МИКРОПОЛЯРИЗОВАННОЙ СРЕДЫ (МПС) ПРИ ДОВЕРИТЕЛЬНОЙ ВЕРОЯТНОСТИ $V_{bkn1} = (1-1,64X0,135X0,01B_1)$	180
О. В. СЕМКО, А. В. ГАСЕНКО, Д. М. ЛАЗАРЄВ, Ю. О. АВРАМЕНКО (Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка) ОСОБЛИВОСТІ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЛЕГКИХ СТАЛЕВИХ ТОНКОСТІННИХ КОНСТРУКЦІЙ	191

О. В. СЕМКО, О. І. ФІЛОНЕНКО (Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка) ВИКОРИСТАННЯ ТЕРМОЕФЕКТИВНИХ ФУНДАМЕНТНИХ БЛОКІВ ДЛЯ ОПАЛЮВАЛЬНИХ ПІДВАЛЬНИХ ТА ЦОКОЛЬНИХ ПРИМІЩЕНЬ.....	195
О. П. СІНЄЛЬНИК (Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка) ВИЗНАЧЕННЯ КОМПОНЕНТІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА РОЗРАХУНОК НА МІЦНІСТЬ ТРУБОБЕТОНУ ПРИ МІСЦЕВИХ СИЛОВИХ ВПЛИВАХ	198
М. СЫЧЕВСКИ (Политехника Белостока, Польша) ПОВРЕЖДЕНИЯ СТРУНОБЕТОННЫХ ШПАЛ ТИПА INBK-7D ПОСЛЕ ДЛИТЕЛЬНОГО ПЕРИОДА ЭКСПЛУАТАЦИИ.....	203
Н. Г. ЧАУСОВ, А. П. ПИЛИПЕНКО, В. Б. БЕРЕЗИН, В. Н. ПАРАЦА (Национальный университет биоресурсов и природопользования Украины), И. И. ЛУЧКО (Львовский филиал ДИИТа) ВЛИЯНИЕ ВИДА НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ НА ДЕФОРМИРОВАНИЕ НЕРЖАВЕЮЩЕЙ СТАЛИ ПРИ ИМПУЛЬСНЫХ ПОДГРУЗКАХ.....	208
Э. Д. ЧИХЛАДЗЕ (УкрГАЖТ, Харьков) Л. В. ГАПОНОВА (Харьковская национальная академия городского хозяйства) ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ ПЛИТ.....	212
Б. Г. ШЕЛЕСТОВСЬКИЙ, Г. В. ГАБРУСЄВ (Тернопільський національний технічний університет ім. І. Пулюя) ТИСК КІЛЬЦЕВОГО ШТАМПА НА ІЗОТРОПНИЙ ШАР ІЗ ЗАЛИШКОВИМИ ДЕФОРМАЦІЯМИ, СПРИЧИНЕНИМИ ЗОСЕРЕДЖЕНИМ НАГРІВОМ ПРИ ЗВАРЮВАННІ	218

ГАЛУЗЬ ЕКОНОМІЧНИХ НАУК

РОЗДІЛ «ЕКОНОМІКА ТРАНСПОРТУ»

М. Г. БЕЛІНСЬКА (Укрзалізниця, Київ) АКТУАЛЬНІ АСПЕКТИ КОРИСТУВАННЯ ВАГОНАМИ ІНВЕНТАРНОГО ПАРКУ ТА ВЛАСНИМИ ПРИ ПЕРЕВЕЗЕННЯХ ВАНТАЖІВ ЗАЛІЗНИЦЯМИ УКРАЇНИ	223
--	-----

ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ МЕХАНІКИ РУЙНУВАННЯ ДЛЯ ТІЛ ОБЕРТАННЯ В НЕСТАЦІОНАРНИХ ЗАДАЧАХ ДИНАМІКИ

На основі напіваналітичного методу скінчених елементів проведено дослідження вірогідності та ефективності визначення параметрів механіки руйнування для тіл обертання в нестационарних задачах динаміки. Представлено нові методики обчислення J-інтеграла та апроксимації тріщини при дії динамічних навантажень.

Ключові слова: скінчений елемент, вірогідність, скінчено-елементна модель, динамічні навантаження

В рамках полуаналитического метода конечных элементов проведены исследования достоверности и эффективности определения параметров механики разрушения для тел вращения в нестационарных задачах динамики. Представлены новые методики вычисления J-интеграла и аппроксимации трещины при действии динамических нагрузок.

Ключевые слова: конечный элемент, вероятность, конечно-элементная модель, динамические нагрузки

On the basis of semi-analytical final elements method data validity research and research of effective determination of fracture mechanics parameters for bodies of revolution in non-stationary dynamics problems were conducted. New method of J-integral calculation and crack approximation under dynamic impact are presented.

Keywords: finite element, probability, finite-element model, dynamic loadings

Вступ

Багато вузлів та деталей, що нині використовуються в машинобудуванні, енергетиці та інших галузях техніки представляють собою просторові тіла обертання складної форми та структури поперечного перерізу. До них відносяться елементи трубопроводів, посудини тиску, зразки для визначення динамічних параметрів механіки руйнування і ін. Нерідко вони перебувають під дією довільно розподілених у просторі і часі нестационарних динамічних навантажень різної тривалості. Прагнення до збільшення терміну їх експлуатації призводить до використання таких елементів і деталей при наявності в них тріщин. Найбільш поширений і універсальний чисельний метод для дослідження означеного класу об'єктів є напіваналітичний метод скінчених елементів (НМСЕ).

При визначенні тріщиностійкості об'єктів, як правило, використовують два параметри – J-інтеграл Черепанова-Райса та коефіцієнт інтенсивності напружень (КІН). Питанням обчислення параметрів руйнування в просторових задачах статички присвячена значна кількість робіт. В той же час, основними об'єктами механіки руйнування при динамічному навантаженні залишаються двовимірні тіла. Питання механіки руйнування при динамічному навантаженні на основі напіваналітичного методу скінчених елементів взагалі не піднімалися.

Метою роботи є дослідження вірогідності та ефективності визначення параметрів механіки

руйнування для тіл обертання в нестационарних задачах динаміки на основі напіваналітичного методу скінчених елементів.

НМСЕ в задачах динаміки просторових тіл обертання

Для дискретизації тіл обертання при динамічному навантаженні застосовується кільцевий скінчений елемент (СЕ) [7] (рис. 1).

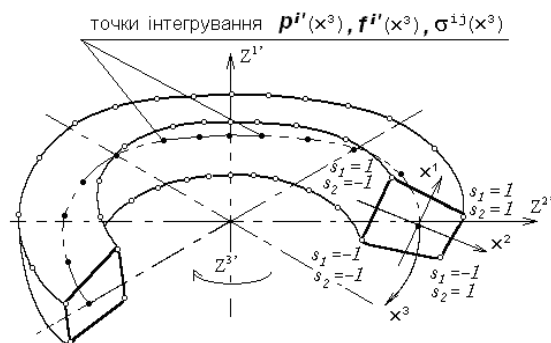


Рис. 1. Кільцевий замкнений скінчений елемент

$$\rho = \rho|_{x^\alpha=0}, \quad d^{ijkl} = d^{ijkl}|_{x^\alpha=0}, \quad \sqrt{g} = \sqrt{g}|_{x^\alpha=0}, \quad (1)$$

де ρ – щільність матеріалу, d^{ijkl} – компоненти тензора пружних постійних, g – визначник метричного тензора.

Зовнішнє навантаження і напруження довільно змінюються вздовж осі x^3 і обчислюються в необхідній кількості точок інтегрування.

За невідомі при розв'язанні задачі приймаються компоненти переміщень, швидкостей та прискорень вузлів СЕ $(u:\dot{u}:\ddot{u})_k$ в базисній системі координат $z^{i'}$, де k' – напрямок в базисній системі координат.

Розподіл невідомих в напрямку x^3 описується 2π – періодичними функціями на основі тригонометричних рядів Фур'є. При умові наявності хоча б однієї площини симетрії:

$$(u:\dot{u}:\ddot{u})_{k'(S_1,S_2)} = \sum_{l=l_0}^L (u:\dot{u}:\ddot{u})_{k'(S_1,S_2)}^l \psi_{k'}^l \quad (2)$$

Для замкнутого тіла обертання в циліндричній системі координат:

$$\psi_{1'}^l = \psi_{2'}^l = \cos lx^3, \quad \psi_{3'}^l = \sin lx^3, \quad l_0 = 0, \quad 0 \leq x^3 \leq 2\pi \quad (3)$$

В площині перетину елемента прийнято білінійний розподіл переміщень, швидкостей і прискорень:

$$(u:\dot{u}:\ddot{u})_{k'} = \sum_{S_1} \sum_{S_2} \prod_{n=1}^2 \left(S_{(n)} x^{(n)} + \frac{1}{2} \right) (u:\dot{u}:\ddot{u})_{k'(S_1,S_2)} \quad (4)$$

Для подання деформацій використовується моменту схема скінченного елемента (МССЕ) [5], застосування якої дозволяє істотно підвищити ефективність чисельного дослідження просторових конструкцій на основі методу скінчених елементів [3, 6].

Слід зазначити, що компоненти тензорів напружень і деформацій приймають вигляд повних рядів Фур'є:

$$\varepsilon_{ij} = \sum_{l=l_0}^L \bar{\varepsilon}_{ij}^l \psi_{1'}^l + \bar{\varepsilon}_{ij}^l \psi_{3'}^l, \quad \sigma^{ij} = \sum_{l=l_0}^L \bar{\sigma}_i^{ij} \psi_{1'}^l + \bar{\sigma}_i^{ij} \psi_{3'}^l \quad (5)$$

Динамічні процеси в неоднорідному ізотропному тілі, об'ємом V , обмеженого поверхнею S описуються рівнянням:

$$\delta W + \delta T - \delta A = 0 \quad (6)$$

$$\text{де: } \delta W = \int_V \tilde{\sigma}^{ij} \delta \tilde{\varepsilon}_{ij} dV; \quad \delta T = \int_V \rho i \dot{u}_i \delta u_i dV;$$

$$\delta A = \int_V f^{i'} \delta u_{i'} dV + \int_{S_p} p^{i'} \delta u_{i'} dS \quad (7)$$

Підставляючи апроксимації (2) до (7), можна представити варіації потенційної, кінетичної енергій та роботи зовнішніх як суму їх амплітудних складових:

$$\delta W = \sum_{l=l_0}^L \delta W_l, \quad \delta T = \sum_{l=l_0}^L \delta T_l, \quad \delta A = \sum_{l=l_0}^L \delta A_l \quad (8)$$

Для однорідних вздовж направляючої просторових тіл система рівнянь (6) розпадається на ряд незалежних амплітудних підсистем для кожної з гармонік [3]:

$$\delta W_l + \delta T_l - \delta A_l = 0 \quad (9)$$

Дискретна форма рівняння (9) має вигляд [4]:

$$[M]_{lm} \{\ddot{U}\}^{m,\tau} + [K]_{lm} \{U\}^{m,\tau} = \{Q\}_l^\tau \quad (10)$$

Спеціальні скінчені елементи з тріщиною для задачі динаміки

Складнощі апроксимації тріщини, що виникають при розв'язанні нестационарних задач механіки руйнування для об'єктів із складною формою та конфігурацією поперечного перерізу, можуть бути подолані на основі використання спеціальних скінчених елементів, матеріал яких не сприймає дію нормальних та дотичних до траєкторії тріщини напружень.

Розглянемо кільцевий замкнений скінчений елемент з поперечним перерізом у вигляді чотирикутника довільного обрису, що перетинається тріщиною (рис. 2).

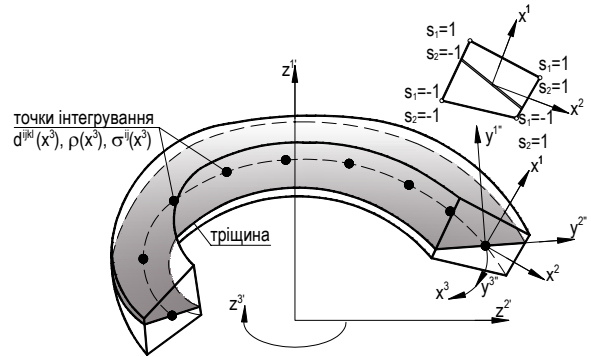


Рис. 2. Спеціальний кільцевий замкнений скінчений елемент з тріщиною

Для спеціальних скінчених елементів з тріщиною (ССЕТ) введемо ортогональну систему координат $y^{i''}$ (див. рис. 2) таким чином, щоб $y^{2''}$ проходила по дотичній до траєкторії тріщини, а $y^{1''}$ – по нормалі і утворювала з додатнім напрямком осі $z^{1'}$ кут φ . Вважається, що на берегах тріщини нормальні та дотичні напруження повинні дорівнювати нулю:

$$\sigma^{1''1''} = 0, \quad \sigma^{1''2''} = 0, \quad \sigma^{1''3''} = 0 \quad (11)$$

Необхідність виконання умов рівності нулю напружень на поверхні тріщини призводить до корекції тензора пружних констант:

$$\tilde{d}_*^{mnst} = \tilde{d}^{mnst} - \tilde{d}_p^{mnst} - \tilde{d}_c^{mnst} - \tilde{d}_q^{mnst} \quad (12)$$

Складники корегуючих членів тензора пружних констант обчислюються через коефіцієнти Ляме та тензори перетворень, які визначають зв'язок між базисною системою координат та системою координат тріщини:

$$d_p^{mnst} = \frac{2\mu}{1 + \frac{\lambda}{2\mu}} S^{mn} S^{st} \quad (13)$$

$$\text{де } S^{mn} = \frac{\lambda}{2\mu} g^{mn} + c_{1^n}^m c_{1^n}^n$$

$$d_c^{mnst} = \mu(r_{1^n}^{ns} r_{2^n}^{mt} + r_{1^n}^{ms} r_{2^n}^{nt} + r_{1^n}^{nt} r_{2^n}^{ms} + r_{1^n}^{mt} r_{2^n}^{ns}) \quad (14)$$

$$d_q^{mnst} = \mu(r_{1^n}^{ns} r_{3^n}^{mt} + r_{1^n}^{ms} r_{3^n}^{nt} + r_{1^n}^{nt} r_{3^n}^{ms} + r_{1^n}^{mt} r_{3^n}^{ns}) \quad (15)$$

$$c_{i^n}^m = c_k^m c_{i^n}^{k'}, \quad r_{i^n}^{ms} = c_{(i^n)}^m c_{(i^n)}^s \quad (16)$$

$$c_{k'}^m = \partial x^m / \partial Z^{k'} \quad (17)$$

$$c_{i^n}^{k'} = \cos \beta, \quad \beta \equiv (Z^{k'} \wedge y^{i^n}) \quad (18)$$

Важливою перевагою запропонованого підходу, заснованого на зміні відповідним способом механічних характеристик матеріалу, є те, що деформоване тіло з тріщиною апроксимується за допомогою повністю сумісних типів скінчених елементів. При цьому, обчислення коефіцієнтів ефективної матриці жорсткості спеціального скінченного елемента виконується по тим самим формулам, що і для звичайних СЕ, обмежуючись корекцією елементів матриць пружних сталей.

Алгоритми визначення параметрів механіки руйнування в задачах динаміки

Визнаними основними параметрами механіки руйнування є коефіцієнт інтенсивності напружень та J-інтеграл Черепанова-Райса, які обчислюються на основі, так званих, прямих та енергетичних методів і мають однозначний зв'язок в межах лінійної механіки руйнування.

В даній роботі пропонується комбінація ССЕТ, як моделі із прямою корекцією тензора напружень звичайного СЕ, та алгоритму усереднення отриманих розв'язків по ефективній привершинній підобласті [1, 8, 9], що дозволяє зберегти регулярну структуру дискретної моделі і значно зменшити чисельні витрати:

$$K_\zeta^l(t) = \frac{1}{2} \left(\bar{K}_\zeta^l(t) + \bar{K}_\zeta^l(t) \right) \quad (19)$$

$$\bar{K}_\zeta^l(t) = \frac{\bar{\sigma}^{i''j''} \Psi_{1'}^l + \bar{\sigma}^{i''j''} \Psi_{3'}^l}{\bar{H}_\zeta^{i''j''}(r, \theta)}, \quad \bar{K}_\zeta^l(t) = \frac{u_{1'}^l \Psi_{1'}^l}{H_\zeta^{i''}(r, \theta)} \quad (20)$$

де $\bar{H}_\zeta^{i''j''}(r, \theta)$, $\bar{H}_\zeta^{i''}(r, \theta)$ – відомі функції асимптотичних формул компонент тензора напружень і переміщень в області вершини тріщини.

Координатні величини динамічних КІН визначаються за формулою:

$$K_\zeta(t) = \sum_{l=l_0}^L K_\zeta^l(t), \quad \zeta = I, II, III \quad (21)$$

та використанням усереднення значень як за напруженнями, так і за переміщеннями по привершинній області 6×6 елементів.

Визначенню величини J-інтеграла на основі методу скінчених елементів присвячена численна кількість робіт. Ефективність запропонованих методик великою мірою залежить від мірності задачі, певних обмежень на форму і розміри області інтегрування. При цьому постають питання задоволення фундаментальним властивостям J-інтеграла: його інваріантності відносно області інтегрування та рівності нулю при інтегруванні по замкнутому контуру. Класична формула J-інтеграла має вигляд:

$$J_k = \frac{1}{\Delta} \int_F \left[(W + T) n_k - \bar{\sigma}^{ij} \frac{\partial u_i}{\partial x^k} n_j \right] dF \quad (22)$$

$$K_I = \sqrt{J_I \hat{E}}, \quad K_{II} = \sqrt{J_{II} \hat{E}}, \quad K_{III} = \sqrt{2\mu J_{III}} \quad (23)$$

В роботах [1, 2] показано високу ефективність застосування нової методики (метод реакцій) обчислення J-інтеграла в задачах статки на основі величин, що безпосередньо входять до рівнянь методу скінчених елементів – вузлових реакцій та переміщень скінчено елементної моделі. Крім того, запропонований підхід задовольняє фундаментальним властивостям J-інтеграла. Для лінійних задач динаміки [9]:

$$J_k^l = \sum_{j=1}^{N_3} \frac{1}{2(\Delta x_\alpha)_j} \{u\}_{lj}^T \{R\}_{lj} - \sum_{j=1}^{N_1} \frac{1}{2(\Delta x_\alpha)_j} \{u\}_{lj}^T \{R\}_{lj} - \sum_{j=1}^{N_1} \left(\frac{(R_{lq}^k + R_{lq'}^k)(u_{lq}^k - u_{lq'}^k)}{2\Delta x_\alpha} \right)_j -$$

$$\begin{aligned}
& - \sum_{j=1}^{N_2} \left(\frac{(R_{lq}^k + R_{lq'}^k)(u_{lq}^k - u_{lq'}^k)}{2\Delta x_\alpha} \right)_j - \\
& - \sum_{j=1}^{N_3} \left(\frac{(R_{lq}^k + R_{lq'}^k)(u_{lq}^k - u_{lq'}^k)}{2\Delta x_\alpha} \right)_j - \\
& - \sum_{j=1}^{N_4} \left(\frac{(R_{lq}^k + R_{lq'}^k)(u_{lq}^k - u_{lq'}^k)}{2\Delta x_\alpha} \right)_j
\end{aligned} \quad (24)$$

$$J_k^{t+\Delta t} = \sum_{l=l_0}^L J_k^{l+\Delta t} \quad (25)$$

Вузлові реакції в задачах динаміки із стаціонарною тріщиною при використанні прямого метода інтегрування рівнянь руху будуть обчислюватись на основі виразу:

$$\{R\}_l^\tau = \{R_\sigma\}_l^{t+\Delta t} + \{R_p\}_l^{t+\Delta t} - \{\bar{R}_p\}_l^t \quad (26)$$

де

$$\begin{aligned}
\{R_\sigma\}_l^\tau &= \left\{ \sum_{\beta=1}^2 [B_\beta]_l^T \{\sigma_\beta\}_l^\tau + \frac{1}{12} \sum_{\alpha=1}^2 [B_\beta]_{\alpha l}^T \{\sigma_\beta\}_{\alpha l}^\tau \right\} \sqrt{g} \\
\{\bar{R}_p\}_l^{t+\Delta t} &= a_0 [M]_{lm} \{U\}^{m,t+\Delta t} \\
\{\bar{R}_p\}_l^t &= [M]_{lm} \{a_0 \{U\}^{m,t} + a_2 \{\dot{U}\}^{m,t} + a_3 \{\ddot{U}\}^{m,t}\}
\end{aligned}$$

У випадку, коли динамічний розв'язок задачі базується на розкладі розшукуваного рішення по формам власних коливань конструкції:

$$\{R\}_l^\tau = \{R_\sigma\}_l^\tau + \{R_p\}_l^\tau \quad (27)$$

$$\text{де } \{R_\sigma\}_l^\tau = [K]_{lm} \{U\}_m^\tau; \quad \{R_p\}_l^\tau = -[\Lambda][M]_{lm} \{U\}_m^\tau$$

Вірогідність та ефективність запропонованих алгоритмів в задачах динаміки

Вірогідність обчислення параметрів механіки руйнування при апроксимації тріщини спеціальними СЕ для різних швидкостей навантаження об'єкту продемонстровано на прикладі пластини з центральною тріщиною, що знаходиться під дією змінного у часі рівнорозподіленого розтягуючого імпульсу тиску [10].

Розглянуто два випадки імпульсного навантаження: миттєво прикладений імпульс тиску, який зберігається на всьому часовому інтервалі дослідження (рис. 4), та у вигляді функції, що має профіль трикутника (рис. 5).

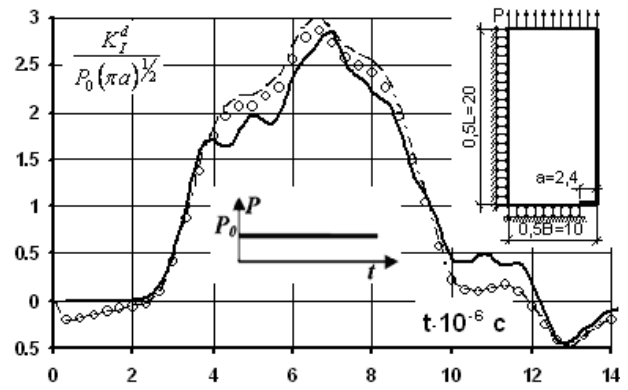


Рис. 4. Миттєво прикладений імпульс тиску

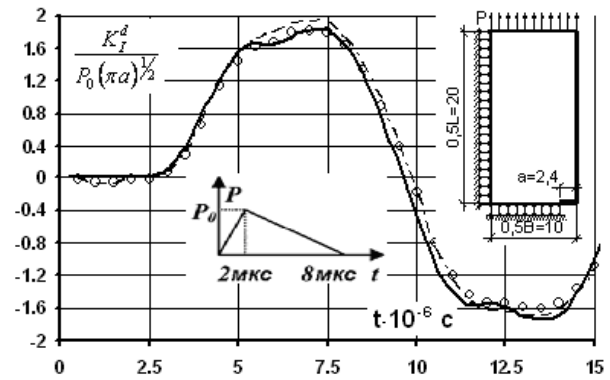


Рис. 5. Навантаження у вигляді функції, що має профіль трикутника

Графіки отримані в [10] показано кружками, за допомогою представленої методики – суцільною лінією, прямим методом – штрих пунктирною. Відмінність результатів, отриманих при використанні енергетичного методу (J-інтеграла) не перевищує 1,5...2 % у порівнянні з [10], а величини ДКІН, визначені прямим методом, не перевищують 1 % в області максимальних значень та 3 % в областях розвантаження.

Аналіз впливу апроксимації тріщини спеціальними скінченими елементами на точність обчислення параметрів механіки руйнування проведено на прикладі розтягу квадратної пластини з центральною тріщиною [8].

Виконані дослідження точності обчислення параметрів руйнування із застосуванням як ССЕТ, так і СЕ, жорсткості яких дорівнює нулю. Отримані результати (рис. 6) вказують на перевагу використання ССЕТ (точність обчислень приблизно в два с половиною рази вища) на всьому діапазоні зміни розмірів сіткової області.

Для обґрунтування достовірності результатів, отриманих при розрахунку тіл обертання з кільцевими тріщинами, що перебувають під дією динамічного несиметричного навантажен-

ня, вирішена задача про динамічний згин тонкостінного циліндра з кільцевою тріщиною.

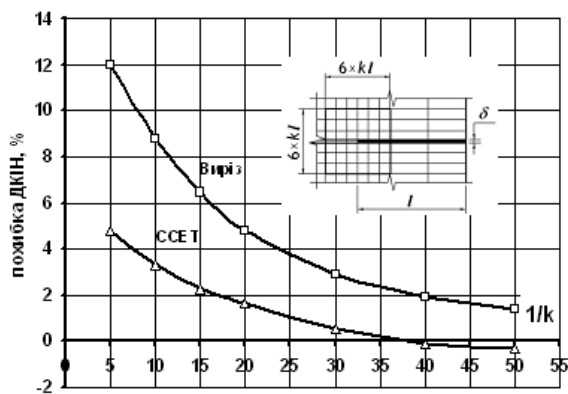


Рис. 6. Дослідження збіжності ДКІН за розмірами СЕ

На першому етапі запропоновано результати статичного розрахунку моделі, що характеризують залежність максимальних по окружній координаті КІН від відносної довжини тріщини $\delta = 2L_{cr}/(D-d)$ (рис. 7).

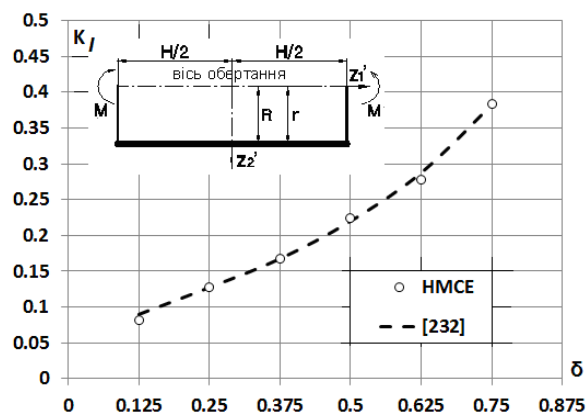


Рис. 7. Графік зміни максимальних значень КІН

Спостерігається добра узгодженість значень КІН з отриманими в роботі [3].

На другому етапі досліджень розглядалась задача динаміки з навантаженням у вигляді миттєво прикладеного імпульсу тиску.

Як видно з графіків зміни КІН у часі (рис. 8) спостерігається гарна узгодженість результатів, які отримані на основі прямого та енергетичного методів.

На рис. 9 відображається розподілення динамічного КІН вздовж твірної циліндра для різних відносних довжин тріщини.

Висновки

Таким чином, на основі напіваналітичного методу скінчених елементів розроблена ефективна методика дослідження перехідних процесів динамічного деформування просторових тіл

обертання з тріщинами. В процесі досліджень застосовувалися нові типи спеціальних скінчених елементів, що апроксимують тріщину, та нова методика (метод реакцій) визначення J-інтеграла з урахуванням інерційних сил. Вірогідність отриманих результатів і ефективність підходу підтверджені розв'язанням контрольних прикладів.

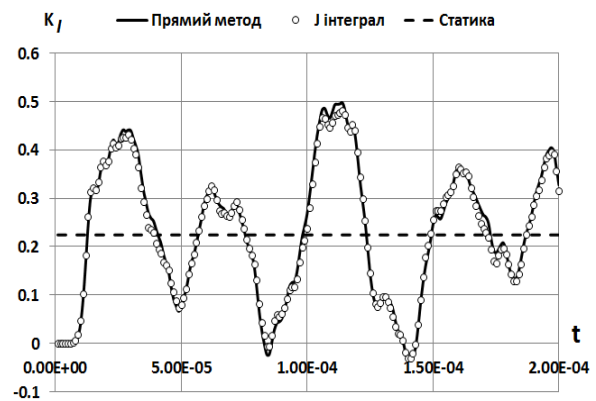


Рис. 8. Еволюція ДКІН у часі

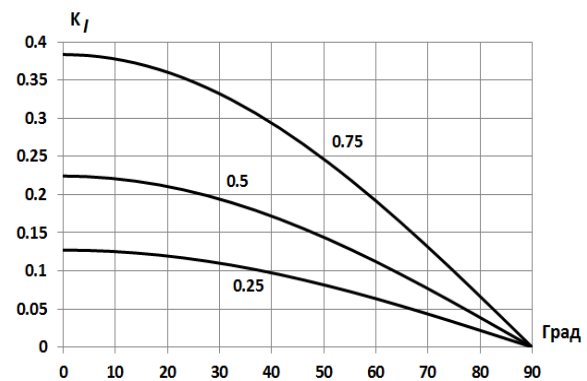


Рис. 9. Розподілення ДКІН по твірній

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Напіваналітичний метод скінчених елементів в задачах руйнування просторових тіл [Текст]: монографія / В. А. Баженов, О. І. Гуляр, С. О. Пискунов, О. С. Сахаров. – К.: КНУБА, 2005. – 298 с.
2. Баженов, В. А. Особливості визначення J-інтеграла в дискретних моделях метода скінчених елементів [Текст] / В. А. Баженов і ін. // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. зб. – К.: КНУБА, 2005. – № 76. – С. 86-97.
3. Баженов, В. А., Полуаналитический метод конечных элементов в механике деформируемых тел [Текст] / В. А. Баженов, А. И. Гуляр, А. С. Сахаров, А. Г. Топор. – К.: Випол, 1993 – 376 с.
4. Баженов, В. А. Алгоритми розв'язання рівнянь рівноваги для динамічних задач напіваналітичним методом скінчених елементів [Текст] / за ред. В. А. Баженова // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. зб. – К.: КНУБА, 2005. – № 76. – С. 86-97.

- рія споруд: наук.-техн. зб. – К.: КНУБА, 2006. – Вип.79. – С.43-62.
5. Сахаров, А. С. Моментная схема конечных элементов МСКЭ с учетом жестких смещений [Текст] / А. С. Сахаров // Сопротивление материалов и теория сооружений. – 1974. – Вип.24. – С.147-156.
 6. Сахаров, А. С. Метод конечных элементов в механике твердых тел [Текст] / А. С. Сахаров и др. – К.: Вища школа, 1982. – 479 с.
 7. Солодей, І. І. Ефективність скінченоеlementної бази напіваналітичного метода скінчених елементів для апроксимації тіл обертання та призматичних тіл в задачах динаміки [Текст] / І. І. Солодей // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. зб. – К.: КНУБА, 2008. – Вип. 82. – С. 154-163.
 8. Солодей, І. І., Розв'язання нестационарних задач механіки руйнування на основі апроксимації тріщини спеціальними скінченими елементами [Текст] / І. І. Солодей, М. О. Вабіщевич, О. І. Гуляр // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. зб. – К.: КНУБА, 2009. – № 85 – С. 86-97.
 9. Солодей, І. І. Обчислення коефіцієнта інтенсивності напружень в нестационарних задачах динаміки просторових тіл на основі енергетичного підходу [Текст] / І. І. Солодей і ін. // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-техн. зб. – К.: КНУБА, 2009. – № 84. – С. 86-97.
 10. Yang, Z. J., Transient Dynamic Fracture Analysis Using Scaled Boundary Finite Element Method [Текст]: a Frequency-Domain Approach / Z. J. Yang, A. J. Deeks, H. Hao // Engineering Fracture Mechanics 74, 2007. – P. 669-687.

Надійшла до редколегії 28.04.11.

Прийнята до друку 12.05.2011.

ДОСЛІДЖЕННЯ МЕТАЛУ БАЛОК ТРИВАЛОГО ЗБЕРІГАННЯ

Приведено результати металознавчих досліджень балок тривалого зберігання. Визначено, що сталь балок відповідає вимогам норм. Балки можуть використовуватись для будівництва мостів.

Ключові слова: балка мобілізаційного резерву, макроструктура, спектральний аналіз, сталь 15ХСНД.

Приведены результаты исследований металлических балок длительного хранения. Определено, что сталь балок отвечает требованиям норм. Балки могут использоваться для строительства мостов.

Ключевые слова: балка мобилизационного резерва, макроструктура, спектральный анализ, сталь 15ХСНД.

Results of metal researches of long-term storage beams are considered. It is determined that the steel of beams meets the requirements of Norms. Their acceptability for construction of bridges is established.

Keywords: mobilization reserve beam, macroscopic structure, spectrum analysis, steel 15HSND

Актуальність проблеми

Швидке зростання інтенсивності та обсягів автоперевезень в Україні, збільшення ваги автотransпортних засобів зумовлює необхідність підвищення вимог до експлуатаційної надійності транспортних споруд. Стрімке подорожчання цементу, кам'яних матеріалів сприяє ширшому використанню в нашій країні сталезалізобетонних прогонових будов, переважно для перекриття середніх, а в особливих умовах та у важкодоступних гірських районах – і малих прольотів мостів. У сталезалізобетонних прогонових будовах раціонально використовуються властивості та особливості основних будівельних матеріалів – сталі та залізобетону.

Важливим резервом металу для будівництва мостів є металеві конструкції тривалого зберігання – мостові балки мобілізаційного резерву, підкранові балки, які не були у використанні, тощо. Завдяки застосування їх для будівництва сталезалізобетонних мостів забезпечується ефективне використання наявних матеріальних ресурсів, але постає завдання технічної оцінки їхньої придатності для тривалої надійної та безпечної експлуатації.

Так, до цього часу в Україні експлуатуються мости, збудовані у післявоєнний час (1945-50 рр.) із металевих конструкцій, демонтованих із будівель та споруд. Незважаючи на значний термін експлуатації (близько 60 років), ці мости за своїми експлуатаційними якостями придатні для прийняття сучасних навантажень. Тому доцільно використовувати під час будівництва автодорожніх мостів, особливо на дорогах місцевого значення, металеві конструкції, які тривалий час не використовуються і зберігаються на складах.

Це так звані балки мобілізаційного резерву, які зберігаються на випадок надзвичайних ситуацій, не використані конструкції для заводів: підкранові балки, балки перекриттів та інші.

Аналіз літературних джерел [1, 2] свідчить про те, що сталезалізобетонні мости є досить ефективними транспортними спорудами і надалі набувають усе більшого розповсюдження. Різноманіття статичних і конструктивних схем сталезалізобетонних мостів показує можливості перекриття різних прогонів. Доцільно для влаштування прогонових будов сталезалізобетонних будов мостів використати металеві конструкції, які тривалий час зберігалися. Але використання конструкцій тривалого зберігання можливе тільки при забезпеченні надійної роботи таких конструкцій. Для визначення їх надійності необхідно виконати комплекс спеціальних досліджень. В даний час в Україні відсутні нормативні документи, які б регламентували склад і обсяг таких робіт, тому доцільно провести теоретичні і експериментальні дослідження щодо оцінювання надійності та забезпечення експлуатаційних якостей конструкцій тривалого зберігання при використанні їх для будівництва сталезалізобетонних мостів.

Мета роботи – за допомогою металознавчих досліджень визначити відповідність металу балок мобілізаційного резерву тривалого зберігання вимогам норм з проектування мостів.

Балки мобілізаційного резерву зберігалися на складі у м. Львові. Висота балок – 1040 мм, ширина полицок – 450 мм, їх товщина – 30 мм, товщина стінки 12 мм. Довжина балок 18530 мм, вони мають монтажний стик на накладках з об'єднанням на металевих заклепках.

Відбирання заготовок і таврування зразків для випробувань

Заготовки для виготовлення та таврування зразків були вирізані з металоконструкцій, відповідно до вимог ГОСТ 7564 полуменим способом

за допомогою газОВО-кисневого різача (рис. 1) з подальшою обробкою поверхонь на металорізальних верстатах. Напрямок вирізування заготовок позначено арабськими цифрами в колах (від «1» до «8»).

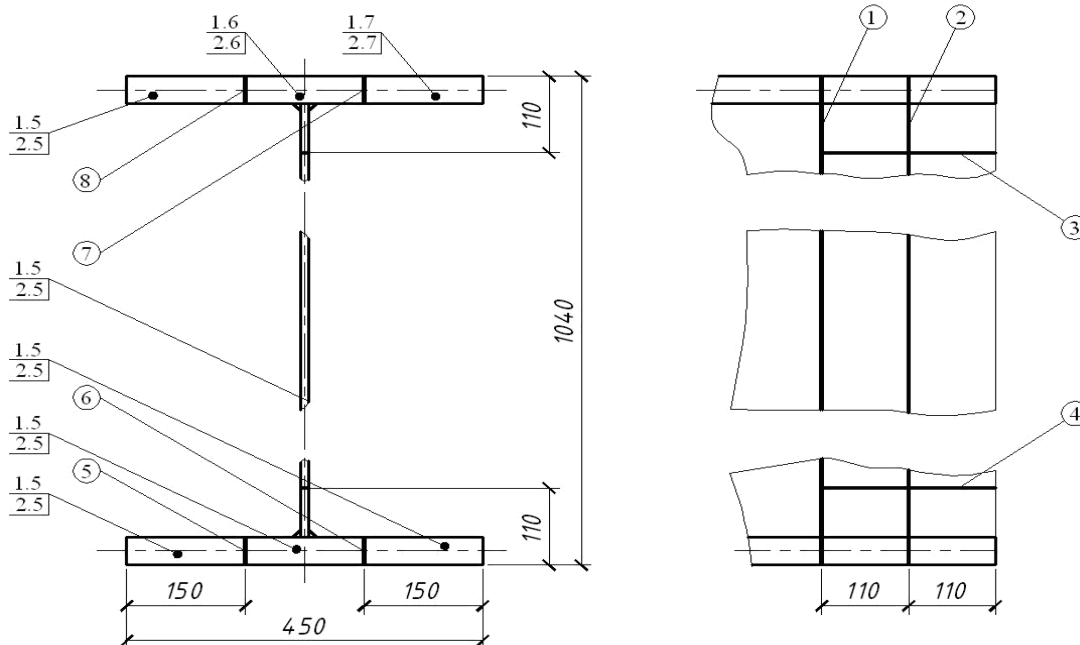


Рис. 1. Схема відбору проб та таврування заготовок для виготовлення зразків:
1.1; 2.1; 1.3; 2.3 – тавра на фрагментах із нижньої полочки; 1.5; 2.5; 1.7; 2.7 – тавра на фрагментах із верхньої полочки;
1.2; 2.2; 1.6; 2.6 – тавра на фрагментах зварних з'єднань; 1.4; 2.4 – тавра на фрагментах зі стінки

Зразки для структурних досліджень, встановлення хімічного складу і проведення механічних випробувань з метою визначення відповідності нормативним характеристикам міцності, пластичності, в'язкості та твердості таврували згідно з вимогами стандартів до місця відбирання та методиками досліджень.

Методика макро- та мікроструктурного аналізу

Макроструктурний аналіз проводили за методикою відбитків для виявлення і встановлення характеру розташування сульфідів та фосфідів. У випадку дослідження будови зварного з'єднання застосовували також методику травлення реактивом Гейна.

Мікроструктуру зразків сталі досліджували за допомогою металографічного мікроскопа МИМ-8М за збільшення від 100 до 500 разів. Зразки для досліджень вирізали вздовж та впоперек прокатування. Неметалеві включення виявляли на полірованих зразках. Ступінь забрудненості сталі неметалевими включеннями оцінювали за еталонними шкалами (ГОСТ 1778-70). Мікроструктуру у вихідному стані та після відпалу при 950 °С 1 год. виявляли хіміч-

ним контрастуванням 4 % розчином азотної кислоти в етиловому спирті. Документування мікроструктури здійснювали фотокамерою «Зенит-Е» з мікрофотонасадкою МФН-12 на фотоплівці «Микрат-200», номер зерна визначали відповідно до ГОСТ 5639.

Методика кількісного та емісійного атомного спектрального аналізу

Кількісний емісійний атомний спектральний аналіз проводили на кварцовому спектрографі ИСП-28 з дев'ятиступінчатим послаблювачем світла та генераторі дуги ДГ-2.

Аналіз проводили за методом трьох еталонів, вимірюючи почорніння на мікрофотометрі МФ-2 для гомологічної пари ліній Mn, Si, Cr, Cu та Ni з відповідними лініями заліза (Fe):

$$\lambda_{\text{Mn}} = 2933,06 \cdot 10^{-10} \Rightarrow \lambda_{\text{Fe}} = 2933,06 \cdot 10^{-10}$$

$$\lambda_{\text{Si}} = 2506,90 \cdot 10^{-10} \Rightarrow \lambda_{\text{Fe}} = 2507,90 \cdot 10^{-10}$$

$$\lambda_{\text{Cr}} = 2677,16 \cdot 10^{-10} \Rightarrow \lambda_{\text{Fe}} = 2684,75 \cdot 10^{-10}$$

$$\lambda_{\text{Cu}} = 3273,96 \cdot 10^{-10} \Rightarrow \lambda_{\text{Fe}} = 3286,76 \cdot 10^{-10}$$

згідно з умовами, наведеними в атестаційних документах на стандартні зразки. Також аналізували наявність у складі сталей Al, Mo, Nb, V.

Методики механічних випробувань

Випробування зразків на розтяг проводили на розривній машині УММ-5 на циліндричних пропорційних коротких зразках (тип III, № 6), виготовлених згідно з ГОСТ 1497-84

Твердість за Брінелем визначали на приладі ТШ-2. Умови проведення випробувань вибирали згідно з ГОСТ 9012-59: діаметр кульки – $D = 5$ мм; навантаження – $P = 7500$ Н; витримка під навантаженням $t = 10$ с.

Твердість вимірювали на зразках для макроструктурного аналізу. Число твердості визначали, як середнє арифметичне трьох відбитків на кожному зразку.

Випробування на ударну в'язкість проводили на приладі МК-30 на зразках типу 1 згідно ГОСТ 9454.

Результати металознавчих досліджень балок тривалого зберігання

Макроструктурні дослідження. Аналіз відбитків за Бауманом (рис. 2, а) показав наявність сульфідів та фосфідів в усіх зразках. Водночас у зразках полицки двотавра була виявлена ліквіація цього типу неметалевих включень – спостерігається рядкове їх розташування переважно у центральній частині полицки. У стінці двотавра розподіл сірки та фосфору рівномірний.

Зварний шов виконаний автоматичним дуговим зварюванням якісними матеріалами з

набагато меншим вмістом сірки та фосфору порівняно з основним матеріалом зварної конструкції.

Травлення реактивом Гейна (рис. 2, б) виявило непровар в корені шва, порівняно невелику зону термічного впливу та дендритну будову наплавленого металу.

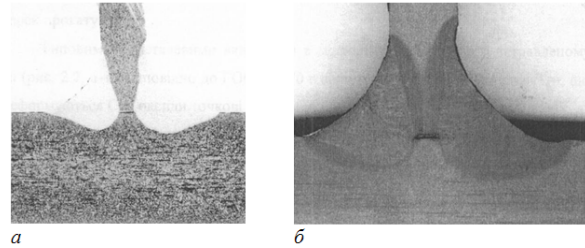


Рис. 2. Макроструктура зразків досліджуваних сталей:

а – методика Баумана (натуральна величина);
б – травлення реактивом Гейна, $\times 1,5$

Мікроструктурні дослідження. Для проведення мікроструктурних досліджень використовували зразки в стані виготовлення конструкції та після відпалу, вирізані вздовж та поперек прокатування.

Типовими неметалевими включеннями в мікроструктурі зразків у нетравленому стані (рис. 3) відповідно до ГОСТ 1778-70 є силікати пластичні СП та силікати, що не деформуються СН; оксиди точкові ОТ; сульфід С.

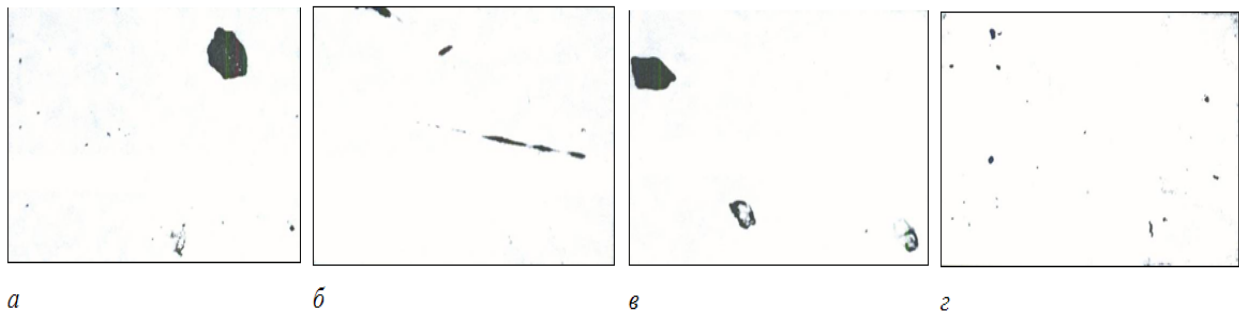


Рис. 3. Мікроструктура нетравлених зразків досліджуваних сталей:

а, в, г – силікати, що не деформуються СН та оксиди точкові ОТ, $\times 200$;
б – силікати пластичні СП, $\times 400$; а, б – полицка; в, г – стінка

У стані виготовлення зварної конструкції матеріал полицки має структуру характерну для термічно поліпшеної сталі, у той час як сталь, використана для стінки – близьку до рівноважної.

Мікроструктура зразків після травлення 4 % розчином азотної кислоти в етиловому спирті складається з фериту і перліту (рис. 4), відносна кількість останнього в сталях різних елементів

конструкції становить приблизно 20 % (див. рис. 4, б, г, е). За відносною кількістю перліту вміст вуглецю у сталях становить близько 0,15 %. Номер зерна у матеріалі стійки та полицки при виготовленні G7 – G8, а після відпалу G5 – G6 (полицка) і G7 – G8 (стінка) відповідно до ГОСТ 5639, мікроструктура сталі – незначно різно-зерниста (див. рис. 4, д).

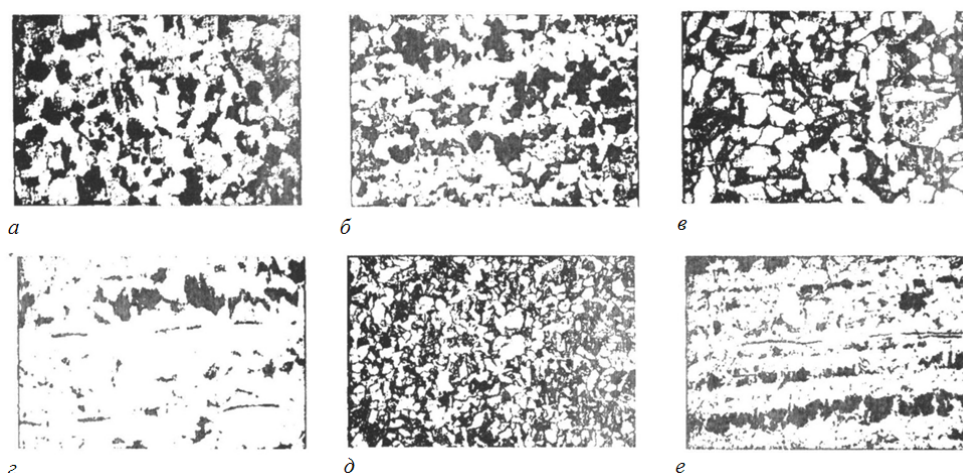


Рис. 4. Мікроструктура травлених зразків досліджуваних сталей:
а, б – стінка; в, г, д, е – поличка; а, в, д – після виготовлення; б, г, е – після відпалу; а, б, в, г – $\times 200$; д, е – $\times 100$

Спектральний аналіз. Хімічний склад сталі подано у табл. 1. Вміст марганцю, кремнію та хрому встановлювали кількісним емісійним атомним спектральним аналізом.

Таблиця 1

Хімічний склад досліджуваних сталей

Елемент конструкції	Вміст елементів* %					
	C	Si	Mn	Cr	Cu	Ni
Поличка	0,15	0,80	0,75	0,85	0,20	0,40
Стінка	0,15	0,80	0,70	0,90	0,20	0,35

Примітка: «*» – виявлені сліди алюмінію; лінії молібдену, ніобію та ванадію у спектрі досліджуваних сталей відсутні.

Хімічний склад сталі відповідає марці 15ХСНД. Проте вміст кремнію дещо перевищує передбачуваний стандартом [3].

Механічні випробування. Показники міцності, пластичності, в'язкості та твердості за Брінелем подано у табл. 2.

Особливістю процесу пластичного деформування усіх зразків досліджуваних сталей є незначна різниця між зусиллям текучості та тимчасового опору; особливо це характерне для матеріалу полички.

Товстий лист, використаний для виготовлення стінки, відповідає класу міцності 390. Отримані результати механічних випробувань матеріалу полички вказують, що для неї був використаний товстий лист після термічного поліпшення, тому показники міцності перевищують нормовані показники для різних класів міцності листового прокату [3].

При дослідженні зруйнованих ударних зразків були виявлені чіткі ознаки шаруватого типу зламу, що може бути пов'язане з рядковим розташуванням неметалевих включень (див. рис. 4, б) і обумовленою цим рядковістю структури (див. рис. 4, б, г, е).

Таблиця 2

Механічні властивості досліджуваних сталей

Елементи конструкції	Межа текучості	Межа міцності	Відносне видовження	Відносне з вуження	Ударна в'язкість КСУ, Дж·см ⁻²	Твердість НВ
	Н, мм ⁻²		%			
Поличка	590	650	17	47	88	163
Стінка	390	530	20	55	82	143

Технологічна зварюваність. Технологічну зварюваність через відсутність даних про технологію їх виконання оцінювали за результатами розрахунків вуглецевого еквівалента сталей, використаних для виготовлення елементів конструкцій. Еквівалент за вуглецем розрахо-

ували на підставі результатів визначення хімічного складу сталей. У такому разі не беруться до уваги інші чинники, такі як розмір зерна фаз, спосіб варіння сталі, ступінь розкислення металу, попередня термічна обробка, технологія обробки тиском, вплив вмісту шкідливих до-

мішок, але з'являється можливість опосередкованого розрахунку показника, який враховує імовірність розтріскування у зоні термічного впливу зварного з'єднання.

Еквівалент за вуглецем розраховували за формулою [3]:

$$C_a = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Mo}{4} + \frac{Si}{24} + \frac{Cu}{13} + \frac{V}{14} + \frac{P}{2}$$

Результати розрахунків вуглецевого еквівалента подані у табл. 3.

Таблиця 3

Вуглецевий еквівалент сталей досліджуваних елементів конструкції

Елемент конструкції	Ca
Поличка	0,503
Стінка	0,504

Наведені результати розрахунків показують, що вуглецевий еквівалент досліджуваних сталей дещо перевищує нормований параметр (0,45...0,48) для конструкційних сталей, які використовують для виготовлення металевих елементів конструкцій [4].

Збільшення величини зерна при відпалі сталей (950 °С, 1 год.) вказує, що досліджувані сталі є спадково крупнозернистими. У такому разі зростає загроза втрати в'язкості матеріалу у зоні термічного впливу.

Висновки

Аналізуючи результати випробувань сталей балок можна зробити такі висновки:

1. Результати хімічного аналізу та дослідження структури показують, що досліджувані сталі елементів зварних балок відповідають марці 15ХСНД, яка може використовуватись для прогонових будов автодорожніх мостів.

2. Сталь, яка використана для виготовлення поличок, має структуру та механічні властивості характерні для термічно-зміцненого матеріалу.

Сталь, яка застосована для стінки відповідає класу міцності 390 за ГОСТ 19281.

3. У макро- та мікроструктурі сталі поличок двотавра виявлено рядкове розташування неметалевих включень, що викликає характерний шаруватий злам при динамічних випробуваннях на згин.

4. Рядкове розташування неметалевих включень може також негативно позначитися на технологічній зварюваності і викликати шаруватий злам зварного шва. З метою підвищення якості зварного шва та забезпечення надійності зварного з'єднання слід вибрати належні матеріали та спосіб зварювання. При використанні монтажного зварного з'єднання доцільно провести його випробування.

5. Іншим можливим способом монтажного об'єднання конструкції є болтове з'єднання елементів.

6. У структурі металу балок тривалого зберігання не виявлено змін, які б мали ознаки старіння металу.

Отримані дані металознавчих досліджень дають можливість проектувати прогонові будови мостів із балок мобілізаційного резерву тривалого зберігання.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Стрелецкий, Н. Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов [Текст]. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с.
2. Гитман, Э. М. Вопросы оптимального проектирования сталежелезобетонных пролетных строений [Текст] // Исследование современных конструкций стальных мостов. – 1975. – Вып. 94. – С. 18 – 39.
3. Сталь углеродистая обыкновенного качества и легированная [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1991. – 239 с.
4. Руге, Ю. Техника сварки [Текст]: справ. изд. в 2 ч., Ч.1 Материалы / Пер. с нем. – М.: Металлургия, машиностроение, 1984. – 552 с.

Надійшла до редколегії 14.04.2011.

Прийнята до друку 28.04.2011.

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ПЕРЕДАЧЕ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ЧЕРЕЗ ГРУНТОВЫЙ МАССИВ

У статті проаналізовані фактори, які впливають на міцнісні характеристики будівельних конструкцій експлуатованих будівель у складних інженерно-геологічних умовах. Показаний вплив на експлуатовані будівлі динамічних дій, у тому числі від міського транспорту. Досліджені особливості врахування таких дій при формуванні розрахункових моделей будівель. Приведені рекомендації щодо моделювання роботи будівельних конструкцій з урахуванням деформованої схеми будівель при динамічних діях.

Ключові слова: будівельна конструкція, динаміка, ґрунт, МСЕ, Ліра

В статье проанализированы факторы, влияющие на прочностные характеристики строительных конструкций эксплуатируемых зданий в сложных инженерно-геологических условиях. Показано влияние на эксплуатируемые здания динамических воздействий, в том числе от городского транспорта. Исследованы особенности учета таких воздействий при составлении расчетных моделей зданий. Приведены рекомендации по моделированию работы строительных конструкций с учетом деформированной схемы зданий при динамических воздействиях.

Ключевые слова: строительная конструкция, динамика, грунт, МКЭ, Лира

Factors influenced on strength parameters of constructions of exploiting buildings in difficult engineer-geological conditions are analysed. Influence of dynamic forces, including forces from a public transport on the exploiting building is shown. The features of account of such influences at forming of calculation models of building are investigated. Recommendations of the design of work of constructions taking into account the deformed scheme of building at dynamic influences are resulted.

Keywords: building construction, dynamics, ground, FEM, Lira

Результаты проведенных исследований позволили сделать вывод о существенном влиянии грунтового основания на динамические характеристики, показатели прочности и комфортности в зданиях. При этом выбор расчетной модели взаимодействия зданий с основаниями для получения корректных результатов динамических расчетов становится приоритетной проблемой.

Вопросами моделирования работы строительных конструкций при динамических воздействиях, особенностями формирования расчетных моделей, в том числе и с учетом основания, возможностями их анализа и контроля адекватности рассчитываемых систем реальным объектам занимались В. П. Агапов, А. С. Городецкий, А. А. Дыховичный, И. Д. Евзеров, С. Ф. Клованич, Э. З. Криксунов, В. В. Кулябко, А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер, Е. Б. Стрелец-Стрелецкий и др. [1...7].

Работа выполнялась в развитие Постановления Кабинета Министров Украины № 409 от 05 мая 1997 г. «Об обеспечении надежности и безопасной эксплуатации зданий, сооружений и инженерных сетей».

Цель работы заключается в выявлении особенностей моделирования работы строительных конструкций эксплуатируемых зданий при взаимодействии с деформируемым основанием.

Случаи участия грунтовых оснований при динамических воздействиях на здания можно разделить на две группы:

- динамические воздействия приложены непосредственно к конструкциям зданий (технологическое производственное и бытовое оборудование, ветровая нагрузка и прочие), и основания выступают в роли вторичного динамического фактора – своеобразного демпфирующе-го устройства;

- динамические воздействия передаются через основания и приложены вне зданий (сейсмические воздействия, строительная техника, городской транспорт и прочие), и основания выступают в роли первичного фактора, который инициирует динамические процессы в зданиях.

В обоих случаях грунтовое основание является таким же важным компонентом расчетной модели, как и само здание. Решение проблемы передачи динамических воздействий через

грунтовые основания возможно следующими способами:

- моделирование основания пространственными конечными элементами и приложение динамических воздействий в месте их возникновения;

- моделирование взаимодействия с основанием специальными конечными элементами в зоне контакта конструкций здания с основанием и приложение динамических воздействий либо внутри здания, либо в зоне контактных конечных элементов;

- учет динамических воздействий на здание с моделированием реакции основания в виде вынужденных смещений (осадок) конструкций фундаментов по результатам обследования технического состояния, с приложением динамических воздействий либо внутри здания, либо в зоне контакта с основанием;

- моделирование основания сосредоточенными массами, соединенными специальными конечными элементами, с приложением динамических воздействий за пределами здания, и получение динамических характеристик основания методами прямого интегрирования систем дифференциальных уравнений движения.

В первом случае при динамических нагрузках внутри здания модель основания выполняет функции своеобразного демпфирующего элемента и позволяет приблизить динамические характеристики здания к действительным. При этом наиболее ответственным элементом модели становится зона контакта конструкций здания с основанием. Само основание может быть представлено в упрощенном виде – без учета геометрической и физической нелинейности, но с учетом односторонних связей. В случае приложения динамических воздействий вне здания модель основания должна быть максимально подробной, учитывающей наличие неоднородностей, подземных конструкций и инженерных сетей в грунтовой толще, геометрическую и физическую нелинейность, односторонние связи. Нерешенной для такой модели остается проблема раздельного задания логарифмических декрементов колебаний или пропорциональных им коэффициентов неупругого сопротивления и тому подобных мер диссипации для конструкций зданий и оснований. Способ может быть рекомендован для широкого спектра задач, в которых различными диссипативными характеристиками компонентов модели можно пренебречь, например, при сейсмических, импульсных, ударных и взрывных воз-

действиях. Хотя, справедливо будет заметить, что при ударе-импульсе вязкое трение, например, может негативно (при мгновенном воздействии) или позитивно (при длинном импульсе) сказаться на динамической реакции здания.

Во втором варианте при приложении динамических воздействий непосредственно к конструкциям здания моделирование взаимодействия специальными конечными элементами позволяет учесть податливость и динамическую реакцию основания, однако само основание в колебательном процессе не участвует, так как не учитываются его массо-инерционные характеристики. Применение этого способа делает возможным получение корректных динамических характеристик системы при приложении динамических воздействий непосредственно к конструкциям здания. Динамические воздействия, приложенные вне здания, могут быть приложены к контактным элементам здания только в виде динамических реакций, измеренных инструментальными методами непосредственно на конструкциях. Данный способ может быть рекомендован для оценки влияния на показатели прочности и комфортности здания динамических воздействий, приложенных непосредственно к конструкциям здания (динамическая составляющая ветровой нагрузки, работа технологического, бытового и ремонтно-строительного оборудования, а также звуковые воздействия от внешних источников шума).

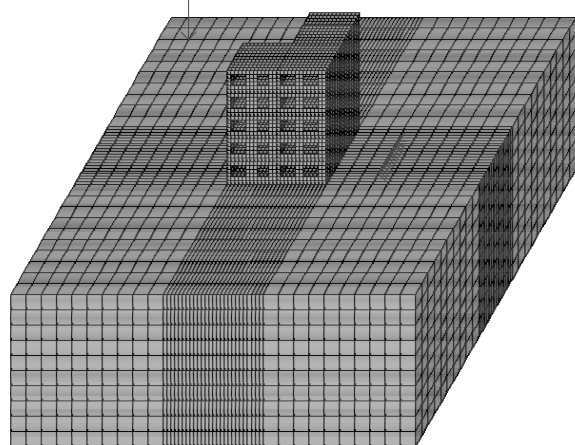
Третий способ, хоть и не учитывает в модели грунтовое основание в виде набора элементов, учитывает взаимодействие заданием величины его деформации, полученной в результате обследования. В этом случае модель здания должна быть откорректирована по результатам паспортизации здания, в том числе и динамической. Таким образом, возможно приложение динамических воздействий непосредственно к конструкциям здания. Такой способ позволяет произвести оценку динамической реакции здания с использованием несложной модели, однако для получения корректных результатов необходимы данные обследования технического состояния и динамической диагностики.

Четвертый способ позволяет учесть подробным образом структуру основания, его инерционные характеристики, смоделировать инженерные сооружения сетей и конструкции, находящиеся в грунте, а также исследовать динамическую реакцию системы «здание-основание» во временной области. Этот вариант представляется наиболее перспективным с точки зрения прогнозирования поведения зданий и сооруже-

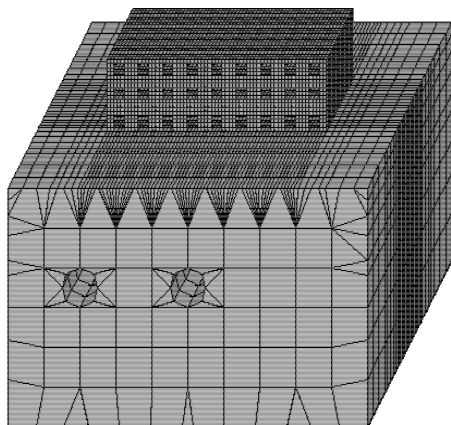
ний при передаче динамических воздействий через грунтовые основания. Это относится как к проектируемым, так и к эксплуатируемым зданиям, что позволяет применить последний способ к широкому классу задач динамики зданий и сооружений.

Вопросы формирования расчетных моделей взаимодействия зданий с основаниями при передаче динамических воздействий через грунтовой массив и их применения в инженерной практике нуждаются в более детальном исследовании.

Для исследования механизма распространения колебаний в толще грунта был выполнен расчет моделей, приведенных на рис. 1, на динамические воздействия во временной области.



а)



б)

Рис. 1. Расчетные модели с учетом грунтового основания и динамических воздействий:

а – на поверхности грунта; б – в грунтовой толще

Для получения параметров динамических реакций зданий на воздействия, передаваемые через грунт, воспользуемся возможностью прямого интегрирования уравнений движения, предоставленную программным комплексом LIRA-Windows в модуле «Динамика-плюс»,

для расчета динамических процессов во времени [8].

Период времени, за который были определены динамические характеристики, принят равным 10 секундам. В результате расчета были получены параметры вертикальных и горизонтальных колебаний контрольных точек, где были осуществлены натурные замеры, приведенные на рис. 2 и 3.

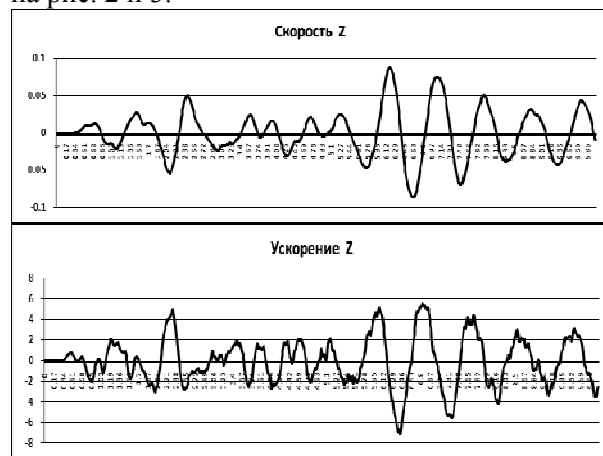


Рис. 2. Скорости (мм/с) и ускорения (мм/с²) колебаний контрольных точек моделей здания при передаче воздействий через поверхность грунта

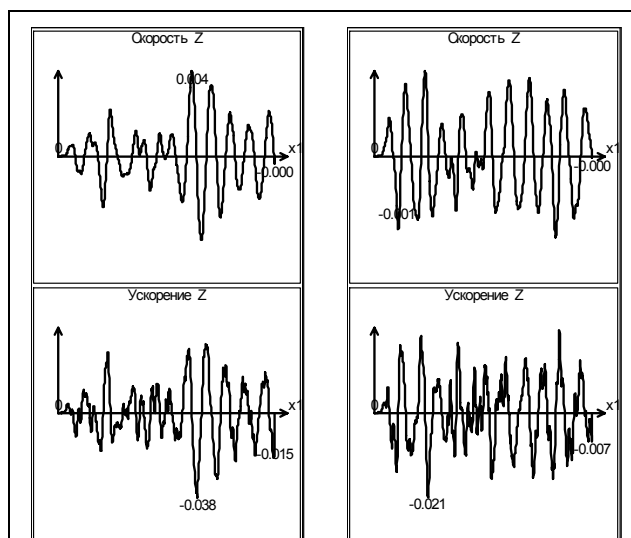


Рис. 3. Скорости (мм/с) и ускорения (мм/с²) колебаний контрольных точек моделей здания при передаче воздействий через массив грунта

Расчет динамики во времени выполнялся при условии раздельного приложения воздействий от транспорта и забивки свай. При этом продолжительность воздействия была принята равной 10 секундам для обеспечения возможности проявления демпфирующих свойств основания и получения нескольких частотных гармоник. Амплитуды (перемещения) узлов расчетной модели вычислены с учетом деформаций от статических нагрузок, поэтому для

сопоставления выделена только та часть, которая вызвана динамическими воздействиями. Таким образом, при расчете динамики во временной области учитывается деформированная схема здания, что позволяет учесть деформации, вызванные просадкой грунта [9].

Анализ результатов расчета, представленных для контрольной точки (простенок в уровне низа оконных проемов третьего этажа со стороны транспортной магистрали) и их сопоставление с результатами натурных замеров позволяют сделать вывод о близости динамических характеристик при учете грунтового массива как средства передачи воздействий. Отклонения параметров составляют 3,8...7,3 % для амплитуд, 4,3...10,2 % для скоростей и 7,5...17,3 % для ускорений.

Анализ результатов показывает, что для корректного моделирования передачи на здания динамических воздействий, распространяющихся через дорожное покрытие и поверхностные слои грунта, достаточно упрощенной модели грунтового массива, то есть без учета физической и геометрической нелинейности пространственных КЭ, моделирующих основание, однако с учетом односторонних упругих связей между элементами фундамента и грунта.

Расчеты модели с передачей динамических воздействий через поверхность грунта дают минимальную погрешность параметров динамических воздействий при сопоставлении с фактически замеренными, однако модель получается громоздкая за счет моделирования основания. К достоинствам этого варианта можно отнести и то, что появляется возможность исследований, связанных с поиском оптимального расстояния от зданий до транспортной магистрали, а также прогнозирования изменения напряженно-деформированного состояния зданий в процессе их эксплуатации, близко расположенного строительства или при изменении интенсивности транспортных потоков.

Результаты расчетов показали, что при передаче динамических воздействий через грунтовую толщу параметры динамической реакции зданий существенно отличаются от натурных, значения виброскоростей и ускорений в несколько раз ниже фактически замеренных значений.

Это говорит о том, что при моделировании грунтового массива пространственными КЭ даже с учетом односторонних связей и физической нелинейности в элементах, в работу включается весь массив, что и приводит к резкому уменьшению значений динамических реакций

(амплитуд, виброскоростей и ускорений). При этом искусственное ограничение грунтового массива в пространстве увеличивает время его реакции на возмущение.

Резкое отличие параметров вертикальных и горизонтальных колебаний контрольных точек расчетных моделей объясняется также применением фиксированного значения логарифмического декремента колебаний для материала конструкций зданий и грунтового массива, причем в данном случае большие погрешности проявляются при любом варианте использования этого параметра для много-компонентной системы.

Существенным также является то обстоятельство, что практически невозможно детально смоделировать структуру грунтового массива со всеми неоднородностями естественного происхождения, остатками фундаментов старых построек и сооружений, инженерных сетей и прочих элементов, которые могут выполнять роль корректора колебаний, что и приводит к существенным искажениям в результатах расчетов таких систем.

Выходом из положения может быть корректировка расчетной модели подгонкой параметров КЭ, моделирующих грунтовое основание, таким образом, чтобы динамические характеристики в контрольных точках здания попадали в интервал допустимых отклонений. Для этого необходимы результаты натурных обследований эксплуатируемых зданий (например, динамическая паспортизация). Задача может быть решена корректно только для каждого конкретного объекта, никакой общей методики корректировки расчетных моделей в таких ситуациях не предполагается. Возможен также отказ от моделирования грунтового массива пространственными КЭ и приложение приведенных динамических воздействий непосредственно к специальным КЭ, моделирующим контакт здания с упругим основанием. Вопрос моделирования грунтового массива для корректной передачи динамических воздействий на здания и сооружения через грунтовую толщу нуждается в дальнейшем изучении и исследовании. Одним из вариантов такого решения может быть подход, предложенный В. В. Кулябко [5] в виде статико-динамической (инерционной и упруго-диссипативной) модели основания.

В результате исследований сделаны следующие выводы:

1. Для корректного моделирования передачи на здания динамических воздействий, распространяющиеся через дорожное покрытие

и поверхностные слои грунта, достаточно упрощенной модели грунтового массива, то есть без учета физической и геометрической нелинейности пространственных КЭ, моделирующих основание, однако с учетом односторонних упругих связей между элементами фундамента и грунта.

2. Наблюдается некоторое различие низших форм колебаний при различных способах передачи динамических воздействий: приложение непосредственно к узлам контакта здания с основанием или с использованием пространственной модели грунтового основания, хотя численные значения перемещений близки по величине. Также при передаче воздействий через грунтовое основание более явно проявляется эффект кручения здания за счет его несимметричной структуры и неоднородного состава грунтов основания.

3. Варианты моделирования оснований пространственными КЭ дают минимальную погрешность параметров динамических воздействий при сопоставлении с фактически замеренными. Положительным фактором является возможность исследований, связанных с поиском оптимального расстояния от зданий до транспортных магистралей, а также прогнозирования изменения напряженно-деформированного состояния зданий в процессе их эксплуатации, при близком расположении к ним строительных площадок или при изменении интенсивности транспортных потоков.

4. При передаче динамических воздействий через грунтовую толщу, представленную пространственными КЭ даже с учетом односторонних связей и физической нелинейности в элементах, в работу включается весь массив, что и приводит к резкому уменьшению значений динамических реакций (амплитуд, виброскоростей и виброускорений). При этом искусственное ограничение грунтового массива в пространстве увеличивает время его активной реакции на возмущение. Также это связано с применением фиксированного значения логарифмического декремента колебаний для материала конструкций зданий и грунтового массива. Кроме того, практически невозможно детально смоделировать структуру грунтового массива со всеми неоднородностями естественного и искусственного (техногенного) происхождения, которые могут выполнять роль как гасителя, так и усилителя колебаний, что и

приводит к существенным искажениям в результатах расчетов таких систем.

5. Вопрос моделирования грунтового массива для корректной передачи динамических воздействий на здания и сооружения через грунтовую толщу нуждается в дальнейшем изучении и исследовании. Одним из вариантов такого решения может быть подход, предложенный В. В. Кулябко в виде статико-динамической (инерционной и упруго-диссипативной) модели основания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Агапон, В. П. Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости конструкций [Текст] / В. П. Агапов. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 248 с.
2. Городецкий, А. С. Компьютерные модели конструкций [Текст] / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – К.: Издательство «Факт», 2005. – 344 с.
3. Дыховичный, А. А. Модели строительных конструкций и их идентификация [Текст]: дис. ... доктора техн. наук : 05.23.01 / Дыховичный Александр Александрович. – К., 1995. – 322 с.
4. Клованич, С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики [Текст] / С. Ф. Клованич. – Запорожье, 2009. – 400 с.
5. Кулябко, В. В. Динамика конструкций, зданий и сооружений [Текст]. Ч. 1. Статико-динамические модели для анализа свободных колебаний и взаимодействия сооружений с основаниями и подвижными нагрузками / В. В. Кулябко. – Запорожье: ЗГИА, 2005. – 232 с.
6. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – М.: Издательство ДМК Пресс, 2007. – 595 с.
7. SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский и др. – К.: ВПП «Компас», 2000. – 328 с.
8. ЛИРА 9.4. Руководство пользователя [Текст] / под ред. А. С. Городецкого. – К.: Изд-во «ФАКТ», 2008. – 164 с.
9. Банах, В. А. Особенности работы на динамические воздействия сооружений, эксплуатируемых в сложных грунтовых условиях [Текст] / В. А. Банах, А. В. Банах // Вісник ДонНАБА. – Макіївка: ДонНАБА, 2005. – Вип. 2005-8 (56). – С. 56-60.

Поступила в редколлегию 04.05.2011.

Принята к печати 16.05.2011.

ОСОБЕННОСТИ СИСТЕМЫ МОНИТОРИНГА ФИЗИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ГОРОДСКИХ МОСТОВ

Наведені важливіші особливості міських мостових споруд, розроблені пропозиції створення спеціалізованого по експлуатації, ремонту і реконструкції мостів. Викладена мета нового підходу до зміни системи оцінки фізичного стану міських мостових споруд.

Ключові слова: міст, моніторинг, експлуатація, реконструкція, прогнозування.

Приведены важнейшие особенности городских мостовых сооружений, разработаны предложения по созданию специализированного управления по эксплуатации, ремонту и реконструкции мостов. Изложена суть нового подхода к изменению системы оценки физического состояния городских мостовых сооружений.

Ключевые слова: мост, мониторинг, эксплуатация, реконструкция, прогнозирование.

Abstract, the main features of urban bridge, structure are presented. The proposals concerning specialized management creation for exploitation, maintenance and reconstruction of bridges are developed. The essence of the new approach designed for the change of urban bridge structures physical state assessment system is stated.

Keywords: bridge, monitoring, maintenance, reconstruction, forecasting.

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

Важнейшими особенностями городских мостовых сооружений являются [1]:

- разнообразие временных нагрузок, необходимость пропуска по мостам всех видов городского транспорта, включая нагрузку от трамвая, оказывающего на мосты крайне негативное воздействие. Балластное устройство трамвайных путей, затрудняющее обеспечение бездефектной проезжей части на мосту, ко всему прочему вызывает электрокоррозию конструктивных элементов сооружения. Кроме того городские мосты, в отличие от мостов на автомагистралях, как правило, обеспечивают пропуск значительного числа пешеходов;
- необходимость увязки и распределения транспортных потоков на сооружении и примыкающих к нему городских магистралей и улиц;
- использование мостов для концентрированного пропуска городских инженерных коммуникаций, которые могут быть проложены в нарушение строительных норм.

Организация движения транспорта и пешеходов по городским мостовым сооружениям при выполнении работ по их содержанию, включающее и ремонтные работы, представля-

ет собой весьма ответственную задачу, так как она связана с изменением традиционных маршрутов движения, переносом остановочных пунктов общественного транспорта, задержками в движении транспортных средств и пешеходов, осложнением экологической обстановки вблизи от зоны ремонтных работ.

Решая эту задачу применительно к каждому городскому мостовому сооружению, при эксплуатации или нуждающемуся в ремонте, следует в первую очередь обеспечивать безопасность движения автотранспортных средств и пешеходов, а во вторую очередь регулировать прокладку городских коммуникаций и создавать оптимальный фронт работы при ремонтах, чтобы издержки были минимальными.

К организационным особенностям содержания и мониторинга мостовых сооружений в больших городах следует отнести:

- необходимость в ряде случаев дорогостоящего переноса коммуникаций, проходящих по мосту или путепроводу, закрытия гаражей, стоянок автомобилей, производственных помещений и т.п., находящихся под искусственным сооружением;
- очень большие экономические потери на транспорте в период ремонта, т.к. интенсивность движения по городским мостовым сооружениям очень высока (особенно в часы «пик»). Потери во время ремонтных работ на транспорте могут быть вполне сопоставимы со

стоимостью их проведения и даже превышать ее;

- большие потери времени пешеходов и пассажиров общественного городского транспорта (автобусы, трамваи, троллейбусы и т.д.);

- стесненность, существенная ограниченность фронта работ (часто негде разместить строительную площадку и нельзя перекрывать подмостовой габарит и т.п.);

- большие сложности в организации объездного и обходного движения (особенно в старых районах, где пропускная способность дорог и улиц практически исчерпана, отсутствует возможность уширения объездных маршрутов). Отсюда следует невозможность полного снятия движения с ремонтируемых сооружений.

Многообразие местных условий, видов коммуникаций и ремонтных работ, а так же характеристик транспортного потока не позволяет разработать детальные рекомендации по организации движения транспорта и пешеходов, и методов диагностики строительных конструкций для всех возможных вариантов. Однако можно наметить ряд принципиальных стратегий организации движения, решения вопросов с коммуникациями и на основании мониторинга сформулировать основные положения по организации ремонтных работ и возможности дорожного движения в наиболее характерных случаях [2].

Анализ фактического состояния мостовых сооружений позволил заметить тенденции его ухудшения и установить необходимость разработки путей совершенствования городской системы содержания и диагностики.

Прежде всего, эта система должна быть увязана с концепцией развития транспортной системы города и учитывать развитие коммуникаций коммунальных предприятий, а также влиять на содержание через гибкое финансирование и контроль качества работ (в том числе и контроль использования отпущенных средств, так как это бюджетные деньги). Это требование означает, что вначале надо иметь работоспособную Систему содержания, а затем решать задачи управления всеми компонентами этой системы.

Поэтому предлагается создать полноценное Управление по эксплуатации, ремонту и реконструкции мостов, так как эту систему можно внедрить только в специализированной организации. Управление необходимо укомплектовать кадрами по специальности «Мосты и транспортные тоннели», специализированными средствами малой механизации и приборами

для мониторинга физического состояния и после этого выполнять ремонт несущих конструкций. При этом мостовое управление может быть и коммерческим, хотя мосты относятся к социальным объектам. Финансирование мостового управления из бюджета Городского Совета должно выполняться целенаправленно на мостовые сооружения, не отвлекая средства и людей мостового управления на ремонт дорог улично-дорожной сети.

Вторым важным направлением является пересмотр всей системы (подсистемы) сбора информации. Основными требованиями к сбору и обновлению информации может быть создание службы мониторинга и диагностики мостовых сооружений в Управлении по эксплуатации, ремонту и реконструкции мостовых сооружений. Для этого необходимо обеспечить:

- возможность автоматизации (формализации для решения прикладных задач;

- привлечение только специализированных организаций для сбора и обновления базы данных, что позволит повысить их достоверность;

- пересмотр и дополнение критериев оценки состояния, с использованием коэффициентов значимости параметров;

- видоизменение базы данных о мостах, превратив ее из информационной в расчетную.

Важным звеном в управлении и регулировании является прогноз изменения их физического состояния. Причем здесь следует стремиться к повышению объективности прогноза, чтобы прогнозирование осуществлялось расчетным путем, а не экспертным. Это задача пока в будущем.

Третьим важным направлением является планирование и установление очередности ремонтных работ с учетом ранжирования (в порядке убывания значимости) по физическому износу конструкций [2, 3]:

- планирование затрат на содержание в условиях дефицита материальных и финансовых средств;

- возможность обоснования не только целесообразности ремонта и реконструкции, но и необходимого уровня содержания, по известным показателям долговечности.

Очень сложно, а часто и вовсе невозможно, ориентироваться на опыт Западной Европы во всех этих вопросах, т.к. современное состояние экономики Украины приводит к возникновению таких проблем, которых просто не существует в их практике.

Основной особенностью мониторинга является то, что она позволяет регулировать процесс содержания, который позволит сохранить мостовые сооружения. При этом необходимо изменить идеологию содержания мостовых сооружений, исходя из следующей концепции: «пока сооружение не начало разрушаться, необходимо своевременно его защитить от повреждений» [4]. Для создания автоматизированной системы необходимо провести паспортизацию сооружений и создать автоматизированный банк данных. В процессе эксплуатации соблюдать принцип экономической целесообразности при решении вопросов финансирования работ по содержанию и ремонту мостовых сооружений. Для этих целей в специализированных организациях, необходимо выполнять не только мониторинг состояния сооружения, но и дифференцированно распределять средства, то есть регулировать финансирование в зависимости от принятой стратегии эксплуатации. Правильное содержание объекта предусматривает выполнение работ, относящихся в первую очередь к содержанию, профилактике и планово-предупредительным ремонтам, а потом капитальные ремонты или реконструкция. Такая постановка может быть выполнена при разных стратегиях эксплуатации. Схемы затрат должны соответствовать стратегиям эксплуатации – от так называемой «нулевой стратегии» (“Do Nothing” – ничего не делаем, то есть не вкладываем средств в сооружение после его строительства) до стратегии с полным использованием всей номенклатуры работ т.е. реконструкция [3]. Наиболее распространенная в нашей стране – первая стратегия, когда на протяжении десятилетий мы ничего не делаем, мостовые сооружения просто «бросаются» на самоэксплуатацию.

Анализ затрат по различным стратегиям эксплуатации мостового сооружения на примере железобетонных пролетных строений показывает, что от объема и вида затрат можно прийти к различным показателям работоспособности и срока службы [3]. Например, уменьшение интервалов между профилактическими работами отодвигает срок выполнения ремонтных работ (увеличивается работоспособность) и увеличивает соответственно общий срок службы. Так же увеличивает работоспособность и своевременное выполнение планово-предупредительных ремонтов, затраты на которые выше затрат по уходу и профилактику, но значительно ниже затрат на ремонт. Планово-предупредительные работы в основном от-

носятся к замене гидроизоляции. Наибольший срок службы при наименьших затратах дают те стратегии эксплуатации, которые не предусматривают работ по капитальному ремонту.

Стратегия эксплуатации «без капитального ремонта», то есть без существенных капитальных затрат, является целью будущего, к которому мы сегодня не готовы пока из-за большого числа сооружений с «накопленным ремонтом». Сегодня мы находимся на переходном этапе (промежуточном) от плохого состояния мостового хозяйства к улучшенному состоянию. На этом переходном этапе очень важно постоянно отслеживать состояние сооружения и своевременно проводить необходимые планово-предупредительные ремонты проезжей части и водоотведения в достаточном объеме. В этом принципе «своевременности» и «достаточности» и заключается суть мониторинга содержания в предложенной Системе управления по сохранению мостовых сооружений.

Вторая особенность – измененная система оценки состояния.

Суть нового подхода – в многокритериальном анализе состояния. В качестве критериев используются, в первую очередь, показатели потребительских свойств сооружения – грузоподъемности, безопасности и долговечности. Кроме того, оценивается изменение первоначального состояния всех элементов с помощью показателя износа. В результате анализа оценка состояния конструкций и сооружения в целом представляется тремя показателями – категорией повреждения (5 дискретных состояний). Второй показатель – это величина износа. По категории повреждения определяется вид воздействия и источник финансирования, а по величине износа – затраты на восстановление (особенно важно при планировании работ) [5]. Третий показатель – остаточный ресурс, позволяет планировать затраты на будущее.

Оценка состояния по показателю остаточного ресурса выполняемая в соответствии ДСТУ-НБ В.2.3-23:2009 [6], является на сегодня субъективным, а не объективным показателем. В частности, субъективно (на основании личного опыта обследователя) оцениваются:

- наличие дефектов, снижающих срок службы сооружений или их несущих конструкций (качественная оценка);
- количество (процент) элементов с дефектами;
- распространенность дефектов.

В настоящее время отсутствуют официально принятые на государственном уровне критерии

оценки, а они крайне необходимы, поскольку без них невозможно правильно спланировать работу на будущее. Сегодня оценку по остаточному сроку службы, все, кто обследуют мостовые сооружения, дают, опираясь только на свой личный опыт. Поэтому такая оценка часто имеет не совсем достоверные данные.

До сих пор отсутствует возможность получить обоснованные ответы на следующие вопросы:

1. Когда необходимо ограничивать грузоподъемность?
2. Как интенсивно развиваются дефекты?
3. На какой год планировать ремонт?
4. Сколько лет объект может эксплуатироваться после ремонта?
5. Каков фактический остаточный ресурс?

Используя субъективный подход, можно сказать, что реальный срок службы объектов остаются очень низким и повышается очень медленно.

Анализируя финансовую потребность мостового сектора дорожной отрасли можно сделать два основных вывода:

1. Продление долговечности мостовых сооружений требует незначительного возрастания средств на содержание (уход и ремонт гидроизоляции, водоотвода и деформационных швов), при этом появляется возможность существенного сокращения числа мостов, требующих перестройки, реконструкции и ремонта.

2. Социальный и экономический ущерб, в связи с наличием сети автомобильных дорог какого-либо процента мостовых сооружений, состояние которых не соответствует предъявляемым к ним функциональным требованиям, в последнее время растет.

Следовательно, постоянный мониторинг физического состояния городских мостов необходим для продления реального срока их службы, с концентрацией всех компонентов системы содержания в специализированном Управлении по эксплуатации, ремонту и реконструкции мостовых сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кислов, О. Г. Про стан мостових споруд в м. Харкові. Проблеми удосконалення розвитку автомобільно-дорожного комплексу м. Харкова [Текст] / О. Г. Кіслов, А. В. Більченко. – Харків 2007. – С. 69-75.
2. Кислов, А. Г. Специфика содержания, ремонта и реконструкции городских мостовых сооружений [Текст] / А. Г. Кислов, А. В. Бильченко // Материалы 69 Международной научно-практической конференции Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта [Текст] – Д.: 2009.
3. Чернишов, В. В. Система поддержки принятия решений при планировании организации работ по ремонту и реконструкции городских транспортных сооружений [Текст]: дис. ... канд. экон. наук./ Чернишов В. В. – М.: 2003. – 254 с.
4. Бильченко, А. В. Концепция сохранения и развития мостовых сооружений в г. Харькове до 2012г. [Текст] / А. В. Бильченко, А. Г. Кислов, Е. А. Бадаева. – Харьков, 2008. – 39 с.
5. Технічні правила ремонту та утримання автомобільних доріг загального користування України [Текст]. – К.: 1997. – 182 с.
6. ДСТУ-НБ В.2.3-23: 2009 Настанови з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [Текст]. – К.: 2009.

Поступила в редколлегию 29.04.2011.
Принята к печати 16.05.2011.

СТИСНЕННЯ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОГО ІЗОТРОПНОГО ШАРУ ДВОМА СПІВВІСНИМИ КІЛЬЦЕВИМИ ШТАМПАМИ

Побудовано розв'язок контактної задачі про стиснення попередньо напруженого ізотропного шару двома жорсткими кільцевими штампами складної конфігурації. Розглянуто числовий приклад побудови функції розподілу контактних напружень. Проаналізовано вплив залишкових деформацій у шарі, а також форми штампів на розподіл контактних напружень.

Ключові слова: ізотропний шар, штамп, пластичність, повзучість, деформація, контакт

Построено решение контактной задачи о сжатии изотропного слоя с начальными деформациями двумя жёсткими кольцевыми штампами сложной конфигурации. Рассмотрено числовой пример построения функции распределения контактных напряжений. Проанализировано влияние остаточных напряжений, а также формы штампа на распределение контактных напряжений.

Ключевые слова: изотропный слой, штамп, пластичность, ползучесть, деформация, контакт

The solving of tasks on the contact interaction of two annular punches and isotropic layer with residual deformations is built. Numerical example of searching components of contact strain under the punch is considered. The effect of parameters of the field of residual deformations and form of punch on distributing contact stresses tensions is analyzed.

Keywords: isotropic layer, die, plasticity, creep, deformation, contact

Підвищення надійності та довговічності конструкцій і механізмів є одним із найактуальніших завдань сучасного будівництва та машинобудування. Як відомо [2], у елементах конструкцій та деталях машин майже завжди наявні залишкові деформації. Природа їх виникнення може бути дуже різною: незворотні деформації (пластичність, повзучість), структурні перетворення в матеріалі, зміна агрегатного стану в окремих місцях конструкцій, механічні, хімічні та технологічні процеси тощо. Напруження, що при цьому виникають, так само як і будь-які інші, можуть викликати руйнування, прискорити певні фазові переходи, корозію. Врахування залишкових деформацій при розрахунку важливих елементів конструкцій, машин та споруд дозволяє більш точно оцінювати запас міцності матеріалу, а отже суттєво зменшити його витрати, зберігаючи при цьому необхідні функціональні характеристики елементів в цілому.

Саме тому дослідження контактної взаємодії пружних тіл із залишковими деформаціями є надзвичайно актуальним завданням сьогодні та залишатиметься таким у майбутньому.

Дослідження проблем контактної взаємодії попередньо напружених тіл у нашій країні та закордоном появились, у достатній кількості, лише наприкінці минулого століття. В першу чергу це пов'язано із тим, що лінійна теорія пружності не враховує наявність у тілах залиш-

кових напружень. У загальному випадку, строга постановка таких задач потребує застосування апарату нелінійної теорії пружності, проте, при достатньо великих значеннях початкових напружень, можна обмежитись її лінеаризованим варіантом.

Сучасний рівень лінеаризованої теорії пружності та математичних методів, у сукупності із бурхливим розвитком комп'ютерної техніки, дають можливість ефективно формувати різноманітні розрахункові моделі стосовно широкого кола задач. Так у працях [5, 6] апарат лінеаризованої теорії пружності успішно використовується для побудови тривимірної моделі скінченного елемента та вивчення з її допомогою ефектів взаємодії волокон підчас мікродеформацій у з'єднаннях, підсиленних ізотропними та анізотропними волокнами.

Достатньо повний опис та класифікацію робіт присвячених теорії контактної взаємодії попередньо напружених тіл із жорсткими штампами можна знайти у статті [1]. Проте недостатньо вивченим залишається питання взаємодії кільцевих штампів складної конфігурації із пружним півпростором та шаром у якому наявні залишкові деформації.

Розглянемо осесиметричну задачу про стиснення попередньо напруженого ізотропного шару товщиною $2h$ двома жорсткими кільцевими штампами.

Розв'язання задачі проводитимемо у рамках лінеаризованої теорії пружності, із використанням термінології та позначень монографії [3]. Вважатимемо, що пружні потенціали є неперервними, двічі диференційованими функціями алгебраїчних інваріантів тензора деформацій Гріна [3].

Усі викладки проведено у координатах деформованого стану y_i , що пов'язані із лагранжовими координатами (які в початковому, не деформованому стані співпадають із декартовими) співвідношеннями $y_i = \lambda_i x_i$ ($i=1,2,3$), де λ_i – коефіцієнти видовження лінійного елемента направлено вздовж декартової осі x_i . Також вважатимемо, що дія штампів викликає у шарі малі збурення основного однорідного напружено-деформованого стану, для якого виконуються умови:

$$\lambda_1 = \lambda_2 \neq \lambda_3; S_0^{11} = S_0^{22} \neq S_0^{33}; \quad (1)$$

де S_0^{ii} – складові тензора початкових напружень.

Штampi втискуються у шар поступально без обертання та тертя під дією постійної сили P . Їх утворено обертанням навколо спільної осі двох віток парабол, спряжених у вершинах відрізком прямої, перпендикулярної до осі обертання. Осі парабол, що обмежують штамп, паралельні до спільної осі обертання, яка співпадає із лінією дії сили P . Виберемо циліндричну систему координат (O, r, θ, z) так, щоб координатна площина (O, r, θ) співпадала серединною площиною шару, а вісь Oz – із лінією дії сили P (рис. 1).

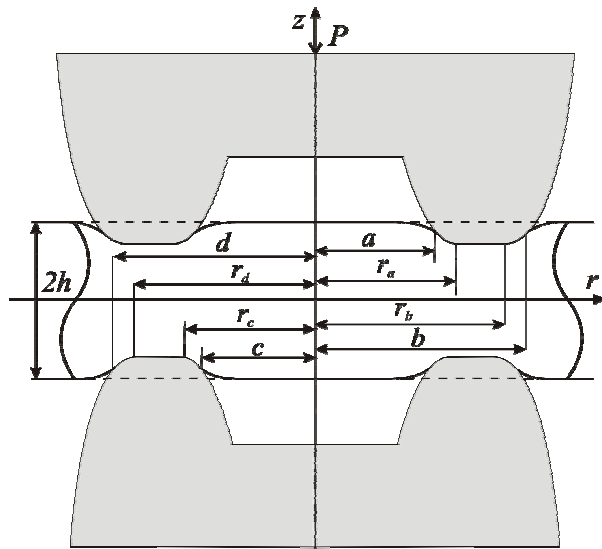


Рис. 1. Схема контактної взаємодії

Граничні умови поставленої задачі матимуть вигляд:

$$\sigma_{zz}(r, h) = 0, 0 \leq r \leq a, b \leq r; \quad (2)$$

$$\sigma_{rz}(r, h) = 0, 0 \leq r < \infty; \quad (3)$$

$$u_z(r, h) = w_1(r), a \leq r \leq b; \quad (4)$$

$$\sigma_{zz}(r, -h) = 0, 0 \leq r \leq c, d \leq r; \quad (5)$$

$$\sigma_{rz}(r, -h) = 0, 0 \leq r < \infty; \quad (6)$$

$$u_z(r, -h) = w_2(r), c \leq r \leq d. \quad (7)$$

Функції $w_1(r)$ та $w_2(r)$, що описують форму верхнього та нижнього штампів відповідно, мають вигляд:

$$w_1(r) = w_1(a) - \frac{1}{2R_1} \left[(r_a - a)^2 - (r_a - r)^2 \right],$$

$$a \leq r \leq r_a;$$

$$w_1(r) = w_1(a) - \frac{1}{2R_1} (r_a - a)^2, r_a < r \leq r_1;$$

$$w_1(r) = w_1(b) - \frac{1}{2R_2} (r_b - b)^2, r_1 < r \leq r_b;$$

$$w_1(r) = w_1(b) - \frac{1}{2R_2} \left[(r_b - b)^2 - (r_b - r)^2 \right],$$

$$r_b < r \leq b, \quad (8)$$

$$w_2(r) = w_2(c) + \frac{1}{2R_3} \left[(r_c - c)^2 - (r_c - r)^2 \right],$$

$$c \leq r \leq r_c;$$

$$w_2(r) = w_2(c) + \frac{1}{2R_3} (r_c - c)^2, r_c < r \leq r_2;$$

$$w_2(r) = w_2(d) + \frac{1}{2R_4} (r_d - d)^2, r_2 < r \leq r_d;$$

$$w_2(r) = w_2(d) + \frac{1}{2R_4} \left[(r_d - d)^2 - (r_d - r)^2 \right],$$

$$r_d < r \leq d, \quad (9)$$

де $r_1 = \frac{r_a + r_b}{2}$, $r_2 = \frac{r_c + r_d}{2}$; R_1 , R_2 , R_3 та R_4 – радіуси кривини парабол, якими обмежено штамп.

Компоненти тензора контактних напружень та вектора переміщень точок шару в осесиметричному випадку можна записати у вигляді [2]:

$$\begin{aligned}
\sigma_{zz}(r, z) &= c_{33} n_1 \int_0^\infty \alpha^3 \{ A_1 ch(\alpha z) + \\
&+ A_2 [s \cdot ch(\alpha z) + \alpha z sh(\alpha z)] + B_1 sh(\alpha z) + \\
&+ B_2 [s \cdot sh(\alpha z) + \alpha z ch(\alpha z)] \} J_0(\alpha r) d\alpha \\
\sigma_{rz}(r, z) &= -c_{31} \int_0^\infty \alpha^3 \{ A_1 sh(\alpha z) + \\
&+ A_2 [s_0 \cdot sh(\alpha z) + \alpha z ch(\alpha z)] + B_1 ch(\alpha z) + \\
&+ B_2 [s_0 \cdot ch(\alpha z) + \alpha z sh(\alpha z)] \} J_1(\alpha r) d\alpha . \quad (10)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
u_r(r, z) &= -\int_0^\infty \alpha^2 \{ A_1 ch(\alpha z) + \\
&+ A_2 [ch(\alpha z) + \alpha z sh(\alpha z)] + B_1 sh(\alpha z) + \\
&+ B_2 [sh(\alpha z) + \alpha z ch(\alpha z)] \} J_1(\alpha r) d\alpha \\
u_z(r, z) &= m_1 \int_0^\infty \alpha^2 \{ A_1 sh(\alpha z) + \\
&+ A_2 [s_1 \cdot sh(\alpha z) + \alpha z ch(\alpha z)] + B_1 ch(\alpha z) + \\
&+ B_2 [s_1 \cdot ch(\alpha z) + \alpha z sh(\alpha z)] \} J_0(\alpha r) d\alpha . \quad (11)
\end{aligned}$$

Співвідношення (10) – (11) записано у загальному вигляді для випадку теорії великих (скінчених) деформацій, а також різних варіантів теорії малих початкових деформацій та враховують наявність пружного потенціалу довільної структури. Вони побудовані для стискуваних та нестискуваних тіл без будь-яких обмежень. Коефіцієнти c_{31} , c_{33} , m_1 , n_1 , s , s_0 , s_1 залежать від характеру пружного потенціалу і підбираються у кожному випадку окремо, відповідно до [3].

На верхній граничній площині шару, при $z = h$, із співвідношень (10) – (11), отримаємо:

$$\begin{aligned}
\sigma_{zz} &= c_{33} n_1 \int_0^\infty \alpha^3 \{ A_1 ch(\alpha h) + \\
&+ A_2 [s \cdot ch(\alpha h) + \alpha h sh(\alpha h)] + B_1 sh(\alpha h) + \\
&+ B_2 [s \cdot sh(\alpha h) + \alpha h ch(\alpha h)] \} J_0(\alpha r) d\alpha , \quad (12)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{rz} &= -c_{31} \int_0^\infty \alpha^3 \{ A_1 sh(\alpha h) + \\
&+ A_2 [s_0 \cdot sh(\alpha h) + \alpha h ch(\alpha h)] + B_1 ch(\alpha h) + \\
&+ B_2 [s_0 ch(\alpha h) + \alpha h \cdot sh(\alpha h)] \} J_1(\alpha r) d\alpha , \quad (13)
\end{aligned}$$

$$u_z = m_1 \int_0^\infty \alpha^2 \{ A_1 sh(\alpha h) +$$

$$\begin{aligned}
&+ A_2 [s_1 \cdot sh(\alpha h) + \alpha h ch(\alpha h)] + B_1 ch(\alpha h) + \\
&+ B_2 [s_1 ch(\alpha h) + \alpha h \cdot sh(\alpha h)] \} J_0(\alpha r) d\alpha . \quad (14)
\end{aligned}$$

Аналогічно, на нижній граничній площині шару, матимемо:

$$\begin{aligned}
\sigma_{zz} &= c_{33} n_1 \int_0^\infty \alpha^3 \{ A_1 ch(\alpha h) + \\
&+ A_2 [s \cdot ch(\alpha h) + \alpha h sh(\alpha h)] - B_1 sh(\alpha h) - \\
&- B_2 [s \cdot sh(\alpha h) + \alpha h ch(\alpha h)] \} J_0(\alpha r) d\alpha , \quad (15)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{rz} &= -c_{31} \int_0^\infty \alpha^3 \{ -A_1 sh(\alpha h) - \\
&- A_2 [s_0 \cdot sh(\alpha h) + \alpha h ch(\alpha h)] + B_1 ch(\alpha h) + \\
&+ B_2 [s_0 ch(\alpha h) + \alpha h \cdot sh(\alpha h)] \} J_1(\alpha r) d\alpha , \quad (16)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
u_z &= m_1 \int_0^\infty \alpha^2 \{ -A_1 sh(\alpha h) - \\
&- A_2 [s_1 \cdot sh(\alpha h) + \alpha h ch(\alpha h)] + B_1 ch(\alpha h) + \\
&+ B_2 [s_1 ch(\alpha h) + \alpha h \cdot sh(\alpha h)] \} J_0(\alpha r) d\alpha . \quad (17)
\end{aligned}$$

Вимагаючи виконання граничних умов (3) та (6), із рівностей (13) та (16), одержуємо вирази для функцій A_1 та B_1 через A_2 та B_2 відповідно:

$$\begin{aligned}
A_1 &= \frac{-A_2}{sh(\alpha h)} [s_0 \cdot sh(\alpha h) + \alpha h \cdot ch(\alpha h)] , \\
B_1 &= \frac{-B_2}{ch(\alpha h)} [s_0 \cdot ch(\alpha h) + \alpha h \cdot sh(\alpha h)] . \quad (18)
\end{aligned}$$

Вимагаючи виконання граничних умов (2) та (5), із рівностей (12) та (15), одержуємо:

$$\begin{aligned}
&c_{33} \int_0^\infty \alpha^3 \{ A_1 ch(\alpha h) + \\
&+ A_2 [s \cdot ch(\alpha h) + \alpha h sh(\alpha h)] + B_1 sh(\alpha h) + \\
&+ B_2 [s \cdot sh(\alpha h) + \alpha h ch(\alpha h)] \} J_0(\alpha r) d\alpha = 0 \\
&0 \leq r \leq a, b \leq r ; \quad (19)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&c_{33} \int_0^\infty \alpha^3 \{ A_1 ch(\alpha h) + \\
&+ A_2 [s \cdot ch(\alpha h) + \alpha h sh(\alpha h)] - B_1 sh(\alpha h) - \\
&- B_2 [s \cdot sh(\alpha h) + \alpha h ch(\alpha h)] \} J_0(\alpha r) d\alpha = 0 \\
&0 \leq r \leq c, d \leq r . \quad (20)
\end{aligned}$$

Введемо невідомі функції $x(r)$, $a \leq r \leq b$ та $y(r)$, $c \leq r \leq d$, за допомогою яких продовжимо співвідношення (19) та (20) на проміжок $0 \leq r < \infty$.

Функція $x(r)$ визначає розподіл контактних напружень під верхнім, а $y(r)$ – під нижнім штампом. Врахувавши їх неперервність, а також рівність нулю на границі області контакту представимо $x(r)$ та $y(r)$ у вигляді відрізків узагальненого ряду Фур'є за функціями $L_n^{(1)}(r) = J_0\left(\frac{\gamma_n}{a}r\right)Y_0(\gamma_n) - Y_0\left(\frac{\gamma_n}{a}r\right)J_0(\gamma_n)$ та $L_n^{(2)}(r) = J_0\left(\frac{\lambda_n}{c}r\right)Y_0(\lambda_n) - Y_0\left(\frac{\lambda_n}{c}r\right)J_0(\lambda_n)$, де γ_n та λ_n – додатні корені рівнянь $J_0\left(\frac{b}{a}x\right)Y_0(x) - Y_0\left(\frac{b}{a}x\right)J_0(x) = 0$ та $J_0\left(\frac{d}{c}x\right)Y_0(x) - Y_0\left(\frac{d}{c}x\right)J_0(x) = 0$ відповідно:

$$x(r) = \sigma_{zz}(r, h) = \sum_{n=1}^N a_n L_n^{(1)}(r), \quad (21)$$

$$y(r) = \sigma_{zz}(r, -h) = \sum_{n=1}^N b_n L_n^{(2)}(r) \quad (22)$$

де a_n та b_n – невідомі коефіцієнти.

Застосувавши формулу обернення інтегрального перетворення Ганкеля до співвідношень (19) – (20), врахувавши представлення (21) – (22), та використавши вирази (18) одержуємо:

$$\begin{aligned} \alpha^2 A_2 &= \frac{1}{c_{33}n_1} \left[\frac{1}{\Delta_3(\alpha)} \sum_{n=1}^N a_n \Phi_n^{(1)}(\alpha) + \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{\Delta_3(\alpha)} \sum_{n=1}^N b_n \Phi_n^{(2)}(\alpha) \right], \\ \alpha^2 B_2 &= \frac{1}{c_{33}n_1} \left[\frac{1}{\Delta_4(\alpha)} \sum_{n=1}^N a_n \Phi_n^{(1)}(\alpha) - \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{\Delta_4(\alpha)} \sum_{n=1}^N b_n \Phi_n^{(2)}(\alpha) \right]; \end{aligned} \quad (23)$$

$$\Delta_3(\alpha) = (s - s_0)ch(\alpha h) - \frac{\alpha h}{sh(\alpha h)},$$

$$\Delta_4(\alpha) = (s - s_0)sh(\alpha h) + \frac{\alpha h}{ch(\alpha h)},$$

$$\Phi_n^{(1)}(\alpha) = \int_a^b r \cdot L_n^{(1)}(r) J_0(\alpha r) dr,$$

$$\Phi_n^{(2)}(\alpha) = \int_c^d r \cdot L_n^{(2)}(r) J_0(\alpha r) dr.$$

Вимагаючи виконання граничної умови (4), із співвідношення (14), врахувавши рівності (18) та (23), матимемо:

$$\begin{aligned} -\omega_1 \int_0^\infty \left(\Phi_1(\alpha) \sum_{n=1}^N a_n \Phi_n^{(1)}(\alpha) + \Phi_2(\alpha) \sum_{n=1}^N b_n \Phi_n^{(2)}(\alpha) \right) \times \\ \times J_0(\alpha r) d\alpha = w_1(r), \quad a \leq r \leq b, \end{aligned} \quad (24)$$

$$\Phi_1(\alpha) = \Delta_5(\alpha) + \Delta_6(\alpha),$$

$$\Phi_2(\alpha) = \Delta_5(\alpha) - \Delta_6(\alpha),$$

$$\omega_1 = \frac{m_1(s_0 - s_1)}{2c_{33}n_1},$$

$$\Delta_5(\alpha) = \frac{(s_1 - s_0)sh^2(\alpha h)}{(s - s_0)ch(\alpha h)sh(\alpha h) - \alpha h},$$

$$\Delta_6(\alpha) = \frac{(s_1 - s_0)ch^2(\alpha h)}{(s - s_0)ch(\alpha h)sh(\alpha h) + \alpha h}.$$

Помноживши ліву та праву частини співвідношення (24) на $r \cdot L_q^{(1)}(r)$ та проінтегрувавши одержані вирази по r від a до b , отримаємо:

$$\begin{aligned} \sum_{n=1}^N a_n K_{nq}^{(1)}(\alpha) + \sum_{n=1}^N b_n K_{nq}^{(2)}(\alpha) = \\ = \frac{1}{2\omega_1 R_1} T_q^{(1)} + \frac{1}{2\omega_1 R_2} T_q^{(2)}, \end{aligned} \quad (25)$$

$$T_q^{(1)} = (r_a - a)^2 \int_a^{r_1} r L_q^{(1)}(r) dr - \int_a^{r_a} r(r - a)^2 L_q^{(1)}(r) dr,$$

$$T_q^{(2)} = (r_b - b)^2 \int_{r_1}^b r L_q^{(1)}(r) dr - \int_{r_b}^b r(r - b)^2 L_q^{(1)}(r) dr,$$

$$K_{nq}^{(i)} = \int_0^\infty \Phi_n^{(i)}(\alpha) \Phi_i(\alpha) [\Phi_q^{(i)}(\alpha) -$$

$$-J_0(\alpha a) \int_a^{r_1} r L_q^{(1)}(r) dr - J_0(\alpha b) \int_{r_1}^b r L_q^{(1)}(r) dr] d\alpha,$$

$$i = \overline{1, 2}, \quad q = \overline{1, N}.$$

Аналогічно до (25) із співвідношень (7) та (17), матимемо:

$$\begin{aligned} \sum_{n=1}^N a_n K_{nq}^{(3)}(\alpha) + \sum_{n=1}^N b_n K_{nq}^{(4)}(\alpha) = \\ = \frac{-1}{2\omega_1 R_3} T_q^{(3)} + \frac{-1}{2\omega_1 R_4} T_q^{(4)}, \end{aligned} \quad (26)$$

$$\begin{aligned}
T_q^{(3)} &= (r_c - c)^2 \int_c^{r_2} r L_q^{(2)}(r) dr - \int_c^{r_c} r (r_c - r)^2 L_q^{(2)}(r) dr, \\
T_q^{(4)} &= (r_d - d)^2 \int_{r_2}^d r L_q^{(2)}(r) dr - \int_{r_d}^d r (r_d - r)^2 L_q^{(2)}(r) dr, \\
K_{nq}^{(i+2)} &= \int_0^\infty \Phi_n^{(i)}(\alpha) \Psi_i(\alpha) [\Phi_q^{(2)}(\alpha) - \\
&\quad - J_0(\alpha c) \int_c^{r_2} r L_q^{(2)}(r) dr - J_0(\alpha d) \int_{r_2}^d r L_q^{(2)}(r) dr] d\alpha, \\
\Psi_1(\alpha) &= -\Phi_2(\alpha), \quad \Psi_2(\alpha) = -\Phi_1(\alpha).
\end{aligned}$$

Використавши метод суперпозиції та ввівши позначення:

$$a_n = \frac{1}{\omega_1} \sum_{i=1}^4 z_i a_n^{(i)}, \quad b_n = \frac{1}{\omega_1} \sum_{i=1}^4 z_i b_n^{(i)}, \quad z_i = \frac{1}{2R_i}, \quad (27)$$

із (25) та (26) одержуємо системи лінійних рівнянь відносно невідомих $a_n^{(i)}$ та $b_n^{(i)}$, $i = \overline{1, 4}$.

Величини z_i в співвідношеннях (27) знаходимо з умов рівноваги штампів:

$$\begin{aligned}
2\pi \int_a^b r \sigma_{zz}(r, h) dr &= -P, \\
2\pi \int_c^d r \sigma_{zz}(r, -h) dr &= -P
\end{aligned} \quad (28)$$

та рівності вертикальних переміщень граничних площин шару при $r = r_a$ та $r = r_b$, а також при $r = r_c$ та $r = r_d$:

$$u_z(r_a, h) = u_z(r_b, h), \quad u_z(r_c, -h) = u_z(r_d, -h). \quad (29)$$

Із умов (28) матимемо:

$$\begin{aligned}
&z_1 \cdot \sum_{n=1}^N a_n^{(1)} Q_n^{(1)} + z_2 \cdot \sum_{n=1}^N a_n^{(2)} Q_n^{(1)} + \\
&+ z_3 \cdot \sum_{n=1}^N a_n^{(3)} Q_n^{(1)} + z_4 \cdot \sum_{n=1}^N a_n^{(4)} Q_n^{(1)} = -\frac{P}{2\pi} \cdot \omega_1, \quad (30)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&z_1 \cdot \sum_{n=1}^N b_n^{(1)} Q_n^{(2)} + z_2 \cdot \sum_{n=1}^N b_n^{(2)} Q_n^{(2)} + \\
&+ z_3 \cdot \sum_{n=1}^N b_n^{(3)} Q_n^{(2)} + z_4 \cdot \sum_{n=1}^N b_n^{(4)} Q_n^{(2)} = -\frac{P}{2\pi} \cdot \omega_1 \quad (31)
\end{aligned}$$

$$\text{де } Q_n^{(1)} = \int_a^b r \cdot L_n^{(1)}(r) dr, \quad Q_n^{(2)} = \int_c^d r \cdot L_n^{(2)}(r) dr.$$

Із умови (29), матимемо:

$$\begin{aligned}
&z_1 \left[\sum_{n=1}^N a_n^{(1)} \cdot M_n^{(1)} + \sum_{n=1}^N b_n^{(1)} \cdot M_n^{(2)} - (r_a - a)^2 \right] + \\
&+ z_2 \left[\sum_{n=1}^N a_n^{(2)} \cdot M_n^{(1)} + \sum_{n=1}^N b_n^{(2)} \cdot M_n^{(2)} + (r_b - b)^2 \right] + \\
&+ z_3 \left[\sum_{n=1}^N a_n^{(3)} \cdot M_n^{(1)} + \sum_{n=1}^N b_n^{(3)} \cdot M_n^{(2)} \right] + \\
&+ z_4 \left[\sum_{n=1}^N a_n^{(4)} \cdot M_n^{(1)} + \sum_{n=1}^N b_n^{(4)} \cdot M_n^{(2)} \right] = 0, \quad (32)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&z_1 \left[\sum_{n=1}^N a_n^{(1)} \cdot M_n^{(3)} + \sum_{n=1}^N b_n^{(1)} \cdot M_n^{(4)} \right] + \\
&+ z_2 \left[\sum_{n=1}^N a_n^{(2)} \cdot M_n^{(3)} + \sum_{n=1}^N b_n^{(2)} \cdot M_n^{(4)} \right] + \\
&+ z_3 \left[\sum_{n=1}^N a_n^{(3)} \cdot M_n^{(3)} + \sum_{n=1}^N b_n^{(3)} \cdot M_n^{(4)} - (r_c - c)^2 \right] + \\
&+ z_4 \left[\sum_{n=1}^N a_n^{(4)} \cdot M_n^{(3)} + \sum_{n=1}^N b_n^{(4)} \cdot M_n^{(4)} + (r_d - d)^2 \right] = 0, \quad (33)
\end{aligned}$$

$$\text{де } M_n^{(i)} = \int_0^\infty \Phi_i(\alpha) \Phi_n^{(i)}(\alpha) \{J_0(\alpha b) - J_0(\alpha a)\} d\alpha,$$

$$\begin{aligned}
M_n^{(i+2)} &= \int_0^\infty \Psi_i(\alpha) \Phi_n^{(i)}(\alpha) \{J_0(\alpha c) - J_0(\alpha d)\} d\alpha, \\
&i = \overline{1, 2}.
\end{aligned}$$

Зробивши у рівняннях (30) – (33) заміну:

$$z_i^* = z_i \cdot \omega_1 \cdot \frac{2\pi}{P}, \quad i = \overline{1, 4} \Rightarrow z_i = \omega_1 \cdot \frac{P}{2\pi} z_i^*,$$

приходимо до системи відносно невідомих z_i^* , розв'язавши яку, одержуємо формули для знаходження розподілу контактних напружень під штампами:

$$\sigma_{zz}(r, h) = \frac{P}{2\pi} \cdot \sum_{n=1}^N \left[\sum_{i=1}^4 \left(z_i^* a_n^{(i)} \right) \right] L_n^{(1)}(r),$$

$$\sigma_{zz}(r, -h) = \frac{P}{2\pi} \cdot \sum_{n=1}^N \left[\sum_{i=1}^4 \left(z_i^* b_n^{(i)} \right) \right] L_n^{(2)}(r).$$

За допомогою розв'язаної задачі досліджено вплив форми жорсткого штампа, а також наявності залишкових деформацій у шарі на характер розподілу контактних напружень. Числовий аналіз проведено для двох випадків:

- шар є стискуваним тілом із наявним пружним потенціалом гармонічного типу (рис. 2);
- шар – нестискуване тіло із потенціалом Бартенєвса-Хазановіча (рис. 3).

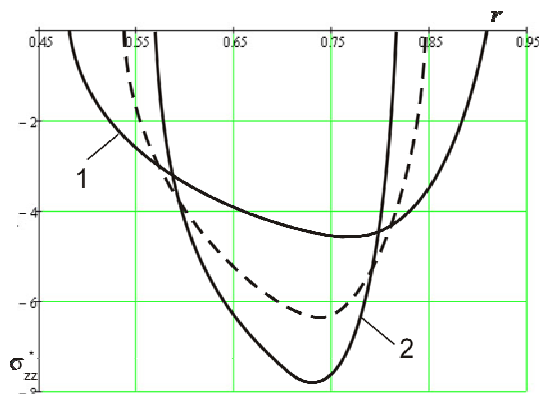


Рис. 2. Розподіл контактних напружень

На рис. 2 зображено графіки безрозмірної функції $\sigma_{zz}^* = \frac{2\pi}{P} \sigma_{zz}(r, h)$ для випадку, коли прямолинійна ділянка в основі верхнього штамп-па відсутня, а його конфігурація визначається такими значеннями параметрів: $r_a = r_b = 0.7$,

$$R_1 = \frac{\pi}{14} \frac{1}{\omega_1 P}, \quad R_2 = \frac{\pi}{24} \frac{1}{\omega_1 P}.$$

Пунктирна крива відповідає відсутності у шарі залишкових деформацій ($\lambda_1 = 1$), крива 1 – наявності залишкових деформацій стиску ($\lambda_1 < 1$), а крива 2 – розтягу ($\lambda_1 > 1$). Проведений числовий аналіз дає можливість стверджувати, що поява у тілі залишкових деформацій розтягу викликає звуження ділянки контакту та збільшення абсолютного значення контактних напружень. Виникнення деформацій стиску спричиняє розширення ділянки контакту та зменшення абсолютного значення контактних напружень.

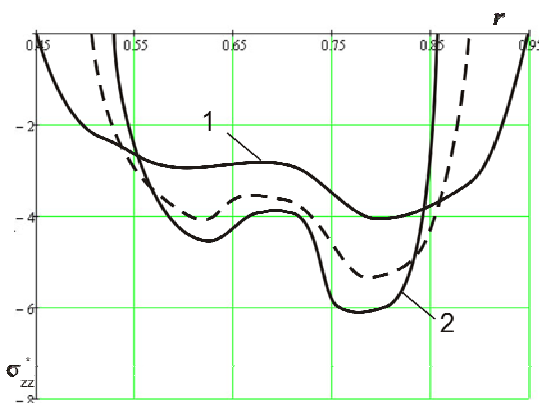


Рис. 3. Розподіл контактних напружень

На рис. 3 зображено графіки функції σ_{zz}^* для наступних значень параметрів $r_a = 0.65$,

$$r_b = 0.75, \quad R_1 = \frac{\pi}{14} \frac{1}{\omega_1 P}, \quad R_2 = \frac{\pi}{24} \frac{1}{\omega_1 P}.$$

Проаналізувавши одержані результати можна зробити висновок, що поява у основі штамп-па прямолинійної ділянки $[r_a, r_b]$ викликає зменшення абсолютної величини контактних напружень та зміщення точок екстремуму до межі ділянки контакту. Достовірність зроблених висновків підтверджує їх узгодження із результатами одержаними іншими авторами [4].

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Бабич, С. Ю. Контактные задачи для упругих тел. С начальными напряжениями применительно к жестким и упругим штампам [Текст] / С. Ю. Бабич, А. Н. Гузь, В. Б. Рудницкий // Прикл. механика. – 2004. – Т. 40, № 7. – С. 41-69.
2. Гузь, А. Н. Основы теории контактного взаимодействия упругих тел с начальными (остаточными) напряжениями [Текст] / А. Н. Гузь, В. Б. Рудницкий. – Хмельницький, 2006. – 710 с.
3. Гузь, А. Н. Механика хрупкого разрушения материалов с начальными напряжениями [Текст] / Александр Николаевич Гузь – К.: Наук. думка, 1983. – 296 с.
4. Гузь, О. М. Контактна взаємодія тіл з початковими (залишковими) напруженнями [Текст] / О. М. Гузь, В. Б. Рудницкий // Проблеми математичного моделювання сучасних технологій: Зб. наук. пр. за матеріалами міжнар. наук.-техн. конф. – Хмельницький: ХДУ, 2004. – С. 5-35.
5. Lapusta, Y. Three-dimensional FE model for fiber interaction effects during microbuckling in composites with isotropic and anisotropic fibers [Текст] / Y. Lapusta, J. Harich, W. Wagner // Communications in numerical methods in engineering – 2008 – Volume: 24 – Issue: 12 – P. 2206-2215.
6. Harich, J. 3D FE-modeling of surface and anisotropy effects during micro-buckling in fiber composites / J. Harich, Y. Lapusta, W. Wagner // Composite structures – 2009 – Volume: 89 – Issue: 4 – P. 551-555.

Надійшла до редколегії 15.05.2011.

Прийнята до друку 25.05.2011.

ОЦІНЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ

У статті розглядаються методи оцінювання технічного стану залізобетонних залізничних мостів: метод класифікації, бальної оцінки та метод теорії ймовірності. Для отримання максимально точної оцінки запропоновано використовувати комплексний підхід, що включає в себе всі три методи.

Ключові слова: технічний стан, надійність, дефектність, відмова, прогонова будова

В статье рассматриваются методы оценки технического состояния железобетонных железнодорожных мостов: метод классификации, балльной оценки и метод теории вероятности. Для получения максимально точной оценки предложено применять комплексный подход, который включает в себя все три метода.

Ключевые слова: техническое состояние, надежность, дефектность, отказ, пролетное строение

Methods of technical state estimation, such as method of classification, mark estimation and law of probability method, are considering in this article. In order to receive maximal precise estimation it is proposed to use the complex way, which includes all three methods.

Keywords: technical estimation, reliability, presence of defects, superstructure

Постановка проблеми

Переважна кількість мостів, що експлуатуються на залізницях України, є залізобетонними. З практичного досвіду можна відзначити підвищення надійності і подовження довговічності мостів завдяки своєчасно виконаній оцінці технічного стану та проведенням ремонтним роботам. Вартість цих робіт значно нижча від вартості робіт з капітального ремонту чи заміни прогонових будов моста, тому науково обгрунтована оцінка технічного стану та прогнозування поведінки споруди в довгостроковій перспективі упродовж всього життєвого циклу моста може гарантувати істотну економію витрат на утримання і експлуатацію.

На даний час більша частина залізобетонних балкових залізничних мостів досягла віку близького до вичерпання фізичної або моральної довговічності. Встановлено, що більш впливовим на технічний стан споруди є фактор поточного утримання. Тобто через неефективну діяльність людей знижуються експлуатаційні характеристики споруд, скорочується строк їх служби та зменшується надійність всієї конструкції. Для того щоб підтримувати споруди у належному стані необхідні своєчасні міри по їх ремонту та експлуатації, а також наявність керівництва по оцінці їх технічного стану. Щоб отримати реальну оцінку технічного стану необхідно володіти вичерпною інформацією про конструктивні та експлуатаційні характеристики споруд, що знаходяться в експлуатації.

Проблема оцінки технічного стану набула значної актуальності через необхідність виконання науково обгрунтованих ремонтних робіт при обмеженому їх фінансуванні.

Постановка завдання

Метою дослідження є визначення дійсного технічного стану залізобетонних балкових прогонових будов залізничних мостів за допомогою комплексного підходу. Порівняння результатів, отриманих різними методами. Визначення надійності споруд та прогнозування їх поведінки у часі.

Виклад основного матеріалу досліджень

На основі [1] та фактичних даних, отриманих з карток штучних споруд, виконавчих креслень і звітів про суцільні огляди, методом класифікації виконано визначення фактичної вантажопідйомності залізобетонних балкових попередньо напружених прогонових будов двох мостів, що експлуатуються на Придніпровській залізниці.

При визначенні вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов враховуються такі показники:

- фактична міцність бетону та арматурної сталі, з яких виготовлена прогонова будова;
- фізичний стан (наявність дефектів, пошкоджень, що з'явилися у процесі експлуатації; вплив атмосферних опадів, інших факторів, що знижують вантажопідйомність будови);

- фактична товщина шару баласту під шпалою на прогоновій будові;
- поведінка прогонових будов під час проходження поїздів;
- якість заводського виготовлення і монтажу прогонових будов, а також їх підсилення або ремонту;
- фактичне зміщення осі колії відносно осі прогонової будови;
- конструкція прогонової будови і окремих її деталей.

Визначення вантажопідйомності залізобетонних балкових прогонових будов методом класифікації здійснюється за граничними станами першої групи на міцність та витривалість, а також у разі потреби за граничними станами другої групи на тріщиностійкість.

Принцип перерахунку прогонової будови методом класифікації полягає в тому, що для кожного її елемента визначають максимальну інтенсивність тимчасового рівномірно розподіленого навантаження, яке не викликає виникнення граничного стану за нормальної експлуатації споруди. Інтенсивність навантаження, розрахована таким чином, у подальшому називається допустимим тимчасовим навантаженням.

Допустиме тимчасове навантаження k визначають у одиницях еталонного навантаження k_{et} з урахуванням відповідного динамічного коефіцієнта $(1 + \mu)$. Кількість одиниць еталонного навантаження і є класом елемента прогонової будови за вантажопідйомністю і визначається за формулою:

$$K = \frac{\psi k}{k_{et} (1 + \mu)}$$

Значення k та k_{et} обчислюють для однієї і тієї ж лінії впливу в залежності від її довжини λ та положення вершини α .

За клас прогонової будови приймається найменший із класів її елементів.

Порівняння класу K будь-якого елемента прогонової будови за міцністю з відповідним класом рухомого складу K_0 [2], який обертається на ділянці або планується до введення в обертання, дозволяє зробити висновки про те, чи задовольняє це навантаження даний елемент або вся прогонова будова в цілому за своєю розрахунковою несучою здатністю.

В даній роботі виконано визначення вантажопідйомності методом класифікації для двох мостів з залізобетонними балковими попере-

дньо напруженими прогоновими будовами повною довжиною 16,5 м і 23,6 м.

Для прогонових будов довжиною 16,5 м отримане допустиме вертикальне навантаження становить 249,9 кН/м. Клас прогонової будови – 8,87.

Для прогонових будов довжиною 23,6 м – 227,0 кН/м. Клас прогонової будови – 8,47.

Еквівалентне навантаження від електровозів серії ВЛ8, що обертаються на ділянці, становить:

для прогонової будови довжиною 16,5 м – 74,646 кН/м. Клас навантаження – 3,82.

для прогонової будови довжиною 23,6 м – 80,575 кН/м. Клас навантаження – 4,15.

При порівнянні класів умова $K_0 < K$ виконується і пропуск рухомого складу можливий без обмеження по швидкості.

Другий метод, що застосовувався для оцінки технічного стану розглядуваних споруд це метод бальної оцінки [3]. Цей метод відноситься до експертних, коли оцінка технічного стану виконується на основі візуального огляду.

В даному методі враховуються тільки дефекти і пошкодження споруди, тому метод може слугувати для попереднього оцінювання і потребує уточнення.

У даній роботі для двох обраних мостів при оцінці технічного стану методом бальної оцінки використовуються результати останніх суцільних оглядів. Останній огляд мосту №1 був проведений у 2006 році, а мосту №2 – у 2005 році. У звітах наведені наявні дефекти та пошкодження у табличній формі, є фотографії та ескізи цих дефектів, а також наведені рекомендації щодо строків та способу їх усунення.

За результатами останніх обстежень отримані наступні оцінки:

– бальна оцінка стану для всього мосту №1: $K_{\text{бальн}} = 2,78$ (задовільно);

– бальна оцінка стану для прогонових будов мосту №1: $K_{\text{бальн}} = 3,98$ (добре);

– бальна оцінка стану для мосту №2: $K_{\text{бальн}} = 2$ (незадовільно);

– бальна оцінка стану для прогонових будов мосту №2: $K_{\text{бальн}} = 2$ незадовільно)

У першому випадку оцінка прогонової будови вища за оцінку всього мосту, а в другому випадку оцінки не відрізняються. Для першого мосту прогонова будова перебуває у доброму стані, а при врахуванні дефектів усіх елементів мосту бальна оцінка для споруди знижується через наявність елементів у гіршому стані.

Для другого мосту бальна оцінка прогонової будови визначає бальну оцінку всієї споруди.

Третім методом, що застосовується для оцінки технічного стану залізобетонних балочних попередньо напружених прогонових будов є метод теорії ймовірності [4, 5]. Для цього на основі зібраної інформації, взятої із звітів суцільних обстежень та ремонтів споруд за різні роки, починаючи з моменту вводу споруди в експлуатацію і до теперішнього часу, методами теорії ймовірності визначається інтенсивність відмов, ймовірність знаходження споруди в бездефектному стані та ймовірність появи різних груп дефектів. Усі ймовірності представлені у вигляді графіків ймовірностей як функцій часу.

На основі даних про дефекти складається часова діаграма стану прогонових будов. Виділяється два стани споруд: дефектний (коли на прогонових будовах моста зафіксовано один або декілька дефектів) та бездефектний (коли на прогонових будовах моста наявність дефектів не зафіксована). Розрахунок ймовірності появи дефектів та переходу в інший дефектний стан розраховується на основі інтенсивності відмов (λ). Інтенсивність відмов знаходиться у межах від 0 до 1.

При розгляді груп дефектів визначені 15 станів дефектності для групи споруд із двох мостів. Стан споруди, коли одночасно зафіксована наявність декількох груп дефектів, позначається через X_i , ймовірність появи дефектів однієї групи в різних станах позначається через Q_i . При цьому бездефектний стан споруди позначається через X_2 . Стан споруд (X_i) складається з груп дефектів та їх комбінацій.

Для відображення зв'язків між станами споруд будуються структурні схеми. Структурні схеми представлені у вигляді графів (рис. 1 і 2).

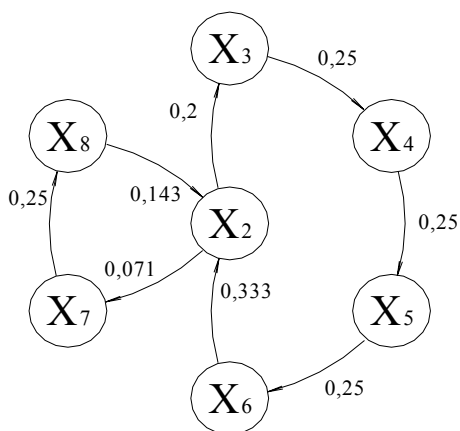


Рис. 1. Граф переходу із стану в стан для прогонових будов мосту №1

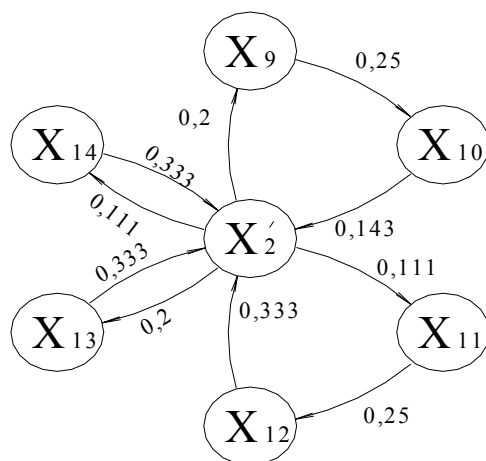


Рис. 2. Граф переходу із стану в стан для прогонових будов мосту №2.

Для визначення вірогідності знаходження споруд в бездефектному стані (X_2) та стані дефектності ($X_3...X_{14}$) складаються диференційні рівняння:

$$\frac{dx_j}{dt} = \sum_{i=1}^n \lambda_{ij} X_i, \text{ де } j=1, n.$$

Рівняння вирішені за допомогою комп'ютерної програми Maple V Release 4.

Одержані результати представлені у вигляді графіків ймовірності одночасної появи різних груп дефектів (рис. 3 і 4), тобто станів мостів (X_i)

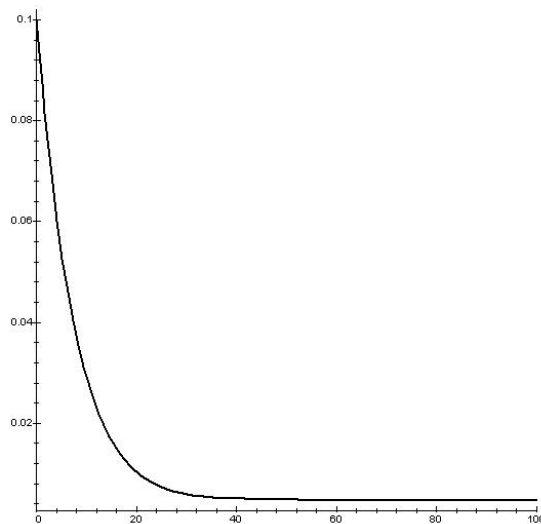


Рис. 3. Графік ймовірності знаходження прогонових будов мосту №1 у бездефектному стані

З графіків ймовірності знаходження споруди в бездефектному стані графічним методом для кожного з мостів визначається ймовірність появи дефектів (відмови).

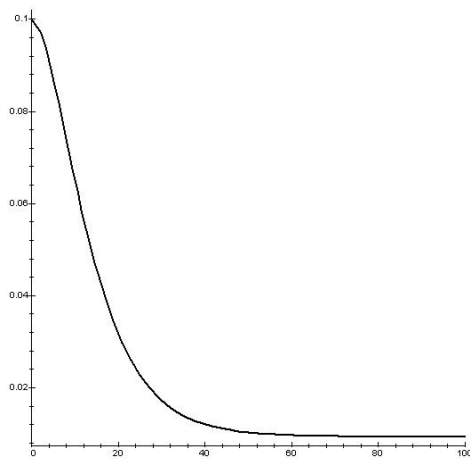


Рис. 4. Графік ймовірності знаходження прогонових будов мосту №2 в бездефектному стані.

Для першого мосту – 0,005.

Для другого мосту – 0,011.

За формулою $P_f = 1 - p_f$, згідно [6], визначається показник надійності для обох мостів.

Для першого мосту: $P_f = 1 - 0,005 = 0,995$.

Для другого мосту: $P_f = 1 - 0,011 = 0,989$.

Отримані показники надійності відповідають наступним експлуатаційним станам.

Для першого мосту: «Працездатний».

Для другого мосту: «Обмежено працездатний».

На основі розрахунків встановлено, що методи бальної оцінки та теорії ймовірності дають схожі результати, які відрізняються від результатів методу класифікації. Якщо в перших двох методах враховуються всі наявні на споруді дефекти, то в методі класифікації тільки дефекти, що знижують вантажопідйомність: тріщини в нижньому поясі, похилі тріщини у вертикальних стінках, тріщини, що відділяють плиту від ребра, пошкодження арматури. При розрахунках прогонових будов методом класифікації визначаються внутрішні сили, а методи бальної оцінки та теорії ймовірності робляться тільки на основі візуальних обстежень та випробувань. Отже комплексне застосування цих методів є одним із способів визначення правильної оцінки технічного стану залізобетонних залізничних мостів.

Висновки

На основі порівнянь отриманих результатів розрахунків можна зробити висновок, що окремо жоден з використаних методів не дає чіткої відповіді на основне питання цієї роботи. Недоліком кожного методу є використання у розрахунках ідеалізованих та спрощених моделей,

у яких не можливе урахування всіх діючих на конструкцію силових факторів, дефектів та пошкоджень. Проте можна сказати, що всі існуючі методи з оцінки технічного стану є ефективною базою для розробки більш досконалого способу визначення стану споруд.

Розробка і впровадження комплексного методу оцінки технічного стану мостів, що знаходяться в експлуатації, дозволить отримувати різносторонню і чітку картину про стан обраної споруди. Розвиток комплексного підходу в подальшому дасть можливість для створення настанов з оцінювання і прогнозування технічного стану залізничних мостів, що будуть містити обов'язкові норми та регламентовані положення з даного питання. Це дозволить пришвидшити строки оцінювання, поліпшити якість і точність оцінювання, робити більш відповідні рішення в плануванні ремонтних робіт та утримання споруд взагалі, визначати найбільш пріоритетні напрямки спрямування коштів та способи їх економії.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів [Текст] / В.І. Борщов та ін. – Д.: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2003. – 404 с.
2. Інструкція з визначення умов пропуску рухомого складу по металевих та залізобетонних залізничних мостах [Текст]: ЦП-0093: затвердж. Наказом Укрзалізниці № 354-Ц від 10.06.2002. – К.: Головн. управл. Колійного госп-ва Укрзалізниці, 2002. – 301 с.
3. Положение по оценке состояния и содержания искусственных сооружений на железных дорогах Союза ССР [Текст]: главн. управл. пути МПС СССР. – М.: Транспорт, 1991. – 28 с.
4. Соломка В.І. Експлуатаційна надійність балочних залізобетонних прогонових споруд залізничних мостів. Дніпропетровськ, 2003.
5. Соломка, В. І., Горобець, В. Л., Борщов, В. І. Оценка технического состояния железобетонных пролетных строений мостов и определение объема и структуры их текущего содержания [Текст] / В. И. Соломка, В. Л. Горобець, В. И. Борщов // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту заліз. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2005. – Вип. 6. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2005. – С. 180-186.
6. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – К.: 2009.

Надійшла до редколегії 20.05.2011.

Прийнята до друку 27.05.2011.

РОЗРАХУНКОВИЙ МЕТОД РЕГУЛЮВАННЯ ЗУСИЛЬ У СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНИХ СИСТЕМАХ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

У цій статті приведені результати дослідження нового методу регулювання напружено-деформованого стану статично невизначених систем. Доведено, що найбільш ефективним є таке регулювання в процесі проектування комбінованих сталевих конструкцій та реконструкції каркасів будівель і споруд.

Ключові слова: комбіновані системи, регулювання зусиль, підсилення, напружено-деформований стан

В этой статье приведены результаты исследования нового метода регулирования напряженно-деформированного состояния статически неопределенных систем. Доказано, что наиболее эффективным является регулирование в процессе проектирования комбинированных стальных конструкций и реконструкция каркасов зданий и сооружений.

Ключевые слова: комбинированные системы, регулирование усилий, усиление, напряженно-деформированное состояние

In the article the results of investigation are presented for new method of stress-deformation state regulation concerning statically indefinite systems. It is proved that the most effective regulation is during design of steel combine structures and carcass reconstruction for buildings and structures.

Keywords: combined systems, regulation of efforts, strengthening, stress-deformation state

Актуальність проблеми

Проектування нових конкурентно спроможних сталевих конструкцій типу комбінованих систем та вирішень актуальних питань підсилення каркасів існуючих будівель і споруд на сучасному рівні вимагає скорочення витрат праці та матеріалів. Цього можна досягнути за рахунок удосконалення методів регулювання напружено-деформованого стану комбінованих металевих конструкцій та підсилення сталевих каркасів, що експлуатуються з урахуванням регулювання в них зусиль.

Аналіз останніх досліджень публікацій

Вплив зміни жорсткості елементів статично невизначеної стрижневої системи на перерозподіл зусиль у статично невизначеній системі досить детально був досліджений А. В. Перельмутером [1]. Показано, що зміна жорсткості якого завгодно стрижня веде до зміни зусиль в сіх елементах системи. Це дає можливість шляхом підбору відповідних співвідношень моментів інерції поперечних перерізів елементів системи, що працюють на згин і стиск, регулювання їх напружено-деформованого стану. Подальший розвиток методів вивчення перерозподілу зусиль у результаті зміни жорсткості елементів комбінованих металевих конструкцій висвітлений у роботі [2], де описаний запропонований розроблений автором новий метод регулювання на-

пружено деформованого стану (НДС) комбінованих систем, який у подальшому названий розрахунковим. Перевага останнього над регулюванням НДС за допомогою попереднього напруження [3], яке дає зменшення маси матеріалу не завжди оправдане додатковими витратами праці а в окремих випадках і енергетичних ресурсів полягає у наступному. Вказаних недоліків можна уникнути у разі використання у процесі розрахунку і проектування комбінованих металевих конструкцій методу розрахункового регулювання зусиль [2]. Нові ефективні комбіновані металеві конструкції удосконаленої технології з розрахунковим регулюванням НДС запатентовані і впроваджені у практику будівництва [4-7, 9-18].

Мета і задачі досліджень

Метою даної роботи є науково-практичний аналіз впровадження у будівництво та реконструкцію промислових та цивільних об'єктів основ теорії розрахункового регулювання НДС комбінованих металевих конструкцій. Задачі досліджень полягають у кількісному аналізі ефективності розрахункового регулювання зусиль в металевих конструкціях при їх проектуванні та впровадженні у виробництво. Крім цього, при підсиленні існуючих сталевих конструкцій необхідно також проводити аналіз ефективності регулювання зусиль різними методами.

Методика досліджень містить в собі вибір шляхів досягнення мети та вирішення поставлених у роботі задач. Для цього використовуються варіаційні методи дослідження роботи і розрахунку нерозрізних балок на пружних опорах, які моделюють комбіновані системи з розрахунковим регулюванням зусиль.

Виклад основного матеріалу

Досягнення мети, визначений у даній роботі досягається вирішенням поставлених задач.

Суть розрахунку [2] комбінованих систем полягає у наступному. На основі методу декомпозиції системи, розділяємо систему на дві підсистеми – головну і допоміжну. Далі, використавши принцип синтезу системи, розраховуємо її напружено-деформований стан. На рис. 1 представлена схема математичної моделі ітераційного процесу проектування раціональних комбінованих металевих конструкцій.

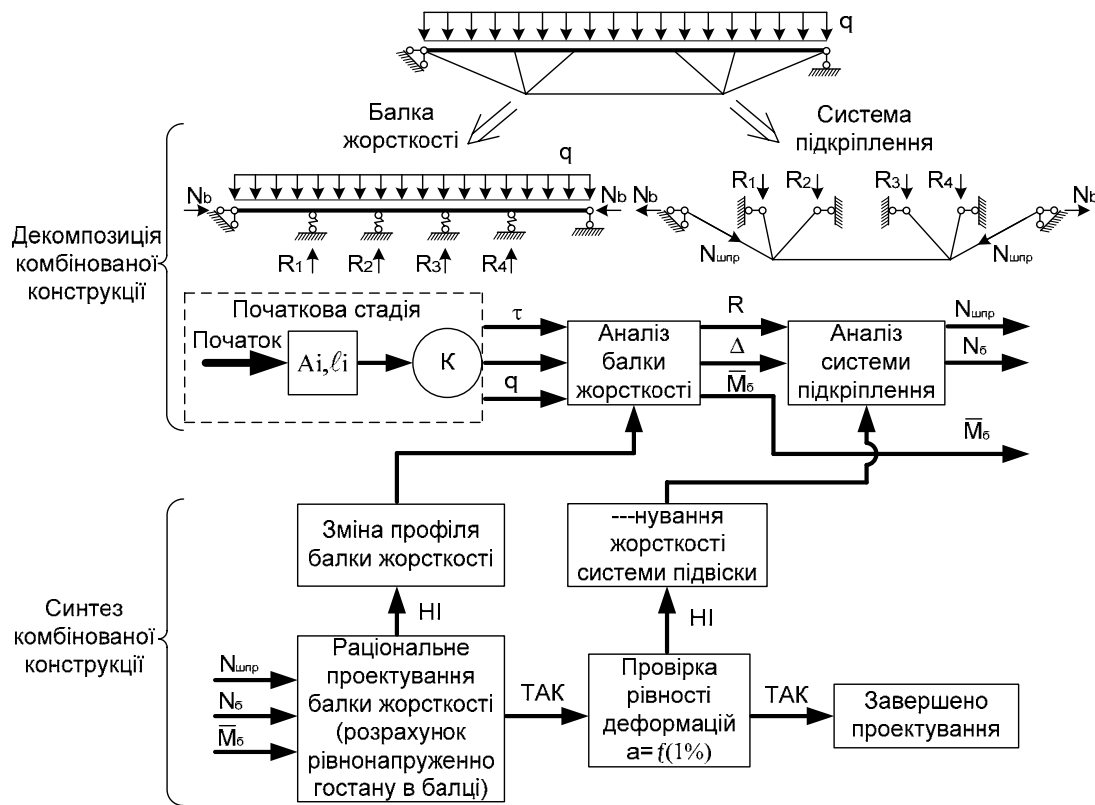


Рис. 1. Схема математичної моделі ітераційного процесу проектування раціональних комбінованих металевих конструкцій

В якості критерію раціональності виступає енергетичний критерій раціонального проектування [7], а також вимоги до напружено-деформованого стану: рівнонапруженість, рівномоментність, максимальна жорсткість, або мінімальна маса конструкції [2].

Таким чином запропоновано єдину розрахункову модель комбінованих систем (на основі методу декомпозиції системи) у вигляді балки на пружних опорах [2], в якій балка моделює балку жорсткості, а пружні опори – систему підкріплення.

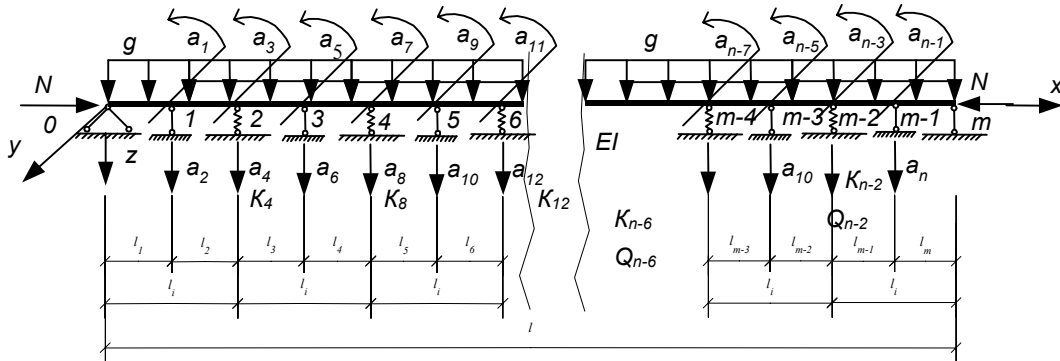
Отже, суть розрахункового регулювання напружено-деформованого стану системи полягає у такому підборі геометричних

параметрів і жорсткісних характеристик елементів системи, раціональному виборі топології конструкцій, характеру закріплень на опорах, яка дозволить у її деформованому стані отримати бажаний розподіл зусиль.

В процесі збільшення зовнішнього навантаження в ній відбувається попередньо розрахований раціональний перерозподіл внутрішніх зусиль між елементами з одержанням напружено-деформованого стану аналогічного, як від дії попереднього напруження. Розкриття потенціалу регулювання, що криється в таких комбінованих системах шляхом раціонального формування напружено-деформованого стану в перетинах конструкції вже на стадії

Узагальнений алгоритм рішення задачі

Зобразимо, як подано на рис. 2, поставивши посередині нерозрвної балки жорсткості на пружних опорах кожного прогону $\ell_i (i = \overline{1, n})$, лінійний зв'язок по напрямку осі Z .



На всі одержані таким чином опори балки накладемо зв'язки від повороту балки стосовно осі Y . Тоді узагальнено обмеження прогинів балки у відповідних точках можемо записати так:

$$R\vec{A} + \vec{R}_q = 0, (2)$$

Кодіагональна матриця R жорсткості системи має такий вигляд:

Для розрахунків на ЕОМ рівняння (1) зручніше подати у матричній формі. Тоді воно запишеться так:

$$R = \left[\begin{array}{cccccccccccc} r_{11} & r_{12} & r_{13} & r_{14} & & & & & & & & \\ r_{21} & r_{22} & r_{23} & r_{24} & & & & & & & & \\ r_{31} & r_{32} & r_{33} & r_{34} & r_{35} & r_{36} & & & & & 0 & \\ r_{41} & r_{42} & r_{43} & r_{44} & r_{45} & r_{46} & & & & & & \\ & & r_{53} & r_{54} & r_{55} & r_{56} & r_{57} & r_{58} & & & & \\ & & r_{63} & r_{64} & r_{65} & r_{66} & r_{67} & r_{68} & & & & \\ & & & & r_{75} & r_{76} & r_{77} & r_{78} & r_{79} & r_{710} & & \\ & & & & r_{85} & r_{86} & r_{88} & r_{89} & r_{90} & r_{810} & & \\ & & & - & - & - & - & - & - & - & - & \\ & & & - & - & - & - & - & - & - & - & \\ & & & - & - & - & - & - & - & - & - & \\ & & & & r_{n-3,n-5} & r_{n-3,n-4} & r_{n-3,n-3} & r_{n-3,n-2} & r_{n-3,n-1} & r_{n-3} & n & \\ 0 & & & & r_{n-2,n-5} & r_{n-2,n-4} & r_{n-2,n-3} & r_{n-2,n-2} & r_{n-2,n-1} & r_{n-2} & n & \\ & & & & & & r_{n-1,n-3} & r_{n-1,n-2} & r_{n-1,n-1} & r_{n-1} & n & \\ & & & & & & & r_{n,n-3} & r_{n,n-2} & r_{n,n-1} & r_{nn} & \end{array} \right] \quad (3)$$

$$\vec{A} = [a_1 a_2 a_3 \dots a_n]^T \quad (4)$$

$$\overrightarrow{R_q} = [R_{1q} R_{2q} R_{3q} \dots R_{nq}]^T$$

де знаком « T » позначено, що над матрицями потрібно виконати транспонування.

Для визначення елементів матриці та векторів рівняння (2) скористаємося функціями $\varphi_i(i=\overline{1,n})$, що подані у рівнянні (3), для схеми на рис. 2. При цьому прийемо невідомі параметри $a_i(i=\overline{1,n})$ цих функцій рівними одиниці. Функції $\varphi_i(i=\overline{1,n})$ є кусково-

лінійними. За принципом суперпозиції вони мають границі лише у межах між зв'язками, які не переміщуються, тобто зв'язки, які на даному етапі не переміщуються, є їх границями. Природні крайні зв'язки є крайніми умовами балки. Отже, функція φ_1 при $a=1$ має вигляд, як подано на рис. 3.

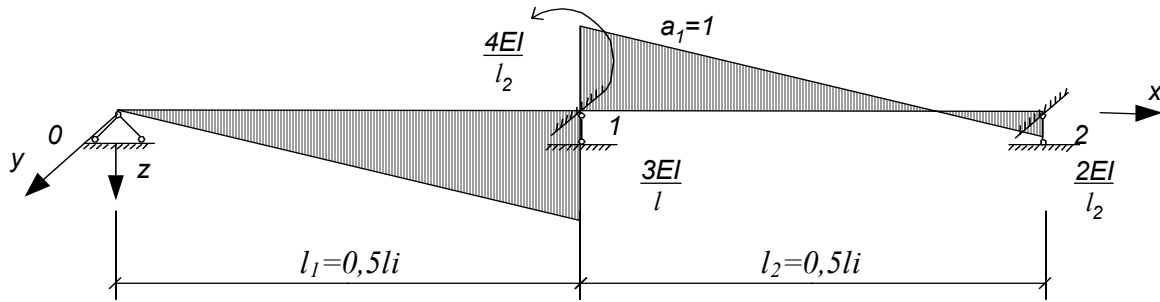


Рис. 3. Епюра функції φ_1

Виділивши на рис. 2 за методом січень вузли 1 та 2 на основі принципу рівноваги одержимо

$$\sum M_1 = 0 \Rightarrow r_{11} = \frac{4EI}{l_2} + \frac{3EI}{l_1} = \frac{14nEI}{l};$$

$$\sum Z_1 = 0 \Rightarrow r_{21} = \frac{3EI}{l_1^2} - \frac{6EI}{l_2^2} = -\frac{12n^2EI}{l^2};$$

$$\sum M_2 = 0 \Rightarrow r_{31} = \frac{2EI}{l_2} = \frac{4EI}{l};$$

$$\sum Z_2 = 0 \Rightarrow r_{41} = \frac{6EI}{l_2^2} = \frac{24n^2EI}{l^2}$$

Аналогічно визначаються і інші елементи матриць матричного рівняння (3). Підставивши заповнені матриці у рівняння (3), знайдемо компоненти невідомого вектора $\vec{A}$ за відомими правилами розв'язування матричних рівнянь, а саме

$$\begin{aligned} R\vec{A} + R_q &= 0 \Leftrightarrow R\vec{A} = -\vec{R}_q \Leftrightarrow R^{-1}R\vec{A} = -R^{-1}\vec{R}_q \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \vec{A} = -R^{-1}\vec{R}_q \end{aligned}$$

Знайшовши із залежності (4) компоненти вектора $\vec{A}$ (переміщення точок балки) перевіряємо за формулою (1) достатність жорсткості системи. Якщо виявиться, що вона недостатня, збільшуємо значення EI балки чи K пружних опор, чи те і інше одночасно, і розрахунок повторюємо, аж поки нерівність (1) не буде витриманою.

Після того знаходимо зусилля S (моменти,

нормальні і поперечні сили) у потрібних перерізах $S_i, (i=\overline{1,m})$

$$S_i = S_{iq} + \sum_{j=1}^n \bar{S}_{ij} a_j \quad (i=\overline{1,m})$$

де S_{iq} – зусилля S у перерізі « i » від зовнішнього навантаження; $\bar{S}_{ij}$ – зусилля у перерізі « i » від одиночного значення параметру a_j функції $\varphi_j, (j=\overline{1,n})$.

Маючи зусилля у всіх елементах системи, перевіряємо їх міцність – в залежності від елемента системи, який розглядаємо. Якщо міцність в якомусь елементі не витримана, збільшуємо його переріз. Якщо при цьому збільшення I перевершить 5 % від попередньо заданого, виконуємо заново розрахунок балки на пружних опорах і все повторюємо.

Таким чином нами розроблена узагальнена математична модель розрахунку усіх можливих типів балкових конструкцій, яка може бути застосована і для розрахунку стиснених стержнів.

Подано характеристики цієї моделі у порівнянні з відомими моделями, які зараз застосовують для розрахунку різних типів балок. Наша модель може бути застосована для будь-якого типу балок – як звичайних, так і з саморегульованим напружено-деформованим станом. У залежності від типу балкової конструкції у розробленій математичній моделі

змінюються лише параметри « n » та « K ». Покажемо, як це відбувається.

а) $n=1$. Тоді одержуємо звичайну однопрогінну балку на твердих опорах. Методика розрахунку таких балок загальновідома. Затруднення викликає іноді хіба що визначення прогину балки. Розроблена нами математична модель такої балки принципово відрізняється від існуючої методики: у нас саме прогин балки визначається на початку розрахунку, а вже потім – зусилля. За обсягом обчислень обидві методики приблизно однакові.

б) $(1 < n < \infty) \vee (K < \infty)$. Тоді одержимо балку на пружних опорах, подану на рис. 1. На її прикладі якраз і розроблена подана математична модель.

в) $(1 < n < \infty) \vee (K \rightarrow \infty)$. Тоді одержимо багатопогінну балку на твердих опорах. Теорія розрахунку таких балок розроблена ґрунтовно. Вона базується на розв'язуванні системи неоднорідних рівнянь, коефіцієнти і вільні члени яких знаходити не дуже складно. Але визначення прогинів таких балок залишається проблематичним. У нашій моделі потрібно лише у прольотах балки поставити штучні лінійні та кутові зв'язки, а також на твердих опорах кутові зв'язки – і задача готова до розв'язування. Від попередньої буде відрізнятися лише тим, що тверді опори не матимуть лінійних переміщень (прогинів балки на цих опорах) і у розрахунках не фігуруватиме

коефіцієнт « K » жорсткості опор.

г) $(n \rightarrow \infty) \vee (K < \infty)$. Тоді одержимо балку на пружній основі Вінклера при крайніх твердих опорах. Теорія розрахунку таких балок також розроблена ґрунтовно. Вона ще складніша від попередніх. Базується на розв'язуванні диференційного рівняння четвертого порядку для прогинів та згинальних моментів, що дозволяє знаходити ті і ті величини. Цією теорією користується дуже вузьке коло інженерів, яке спеціалізується по ній. У нас для розрахунку такої балки потрібно по її довжині через 1 м поставити на балку лінійні і кутові зв'язки і в цих точках зосередити пружність основи. Тоді балка стане, як подана на рис. 1, тільки віддаль між опорами буде задана – вона дорівнюватиме 1 м, а значення K залишиться яким було – зміниться лише його розмірність – вона стане кН/м.

д) $(n \rightarrow \infty) \vee (K \rightarrow \infty)$. Тоді одержимо стержень на твердій основі, який здатний випучуватися у площині основи під дією нормальних сил N , тобто такий стержень розраховується на стійкість при стисканні.

Впровадження у практику будівництва запропонованих комбінованих систем дало очікувальні результати. Так економія матеріалу досягала 27 % при значному скороченні працёмісткості (рис. 4-9).



Рис. 4. Монтаж малоелементної шпренгельної ферми прольотом $L=12$ м. Санаторій «Женева», м. Трускавець, 2004 р.



Рис. 5. Загальний вид балко-ферми перекриття в процесі будівництва $L=18$ м.
м. Трускавець, санаторій «Женева», 2007 р.



Рис. 6. Малоелементні комбіновані ферми перекриття з регулюванням зусиль $L=12$ м.
Бізнес-центр «Підзамче», м. Львів, 2007 р.



Рис. 7. Підкріп'яна балко-ферма $L=12$ м. Завод експериментальних механічних випробувань,
м. Львів, 2004 р.



Рис. 8. Балко-ферма перекриття



Рис. 9. Балко-ферми перекриття в складі монолітного залізобетонного перекриття

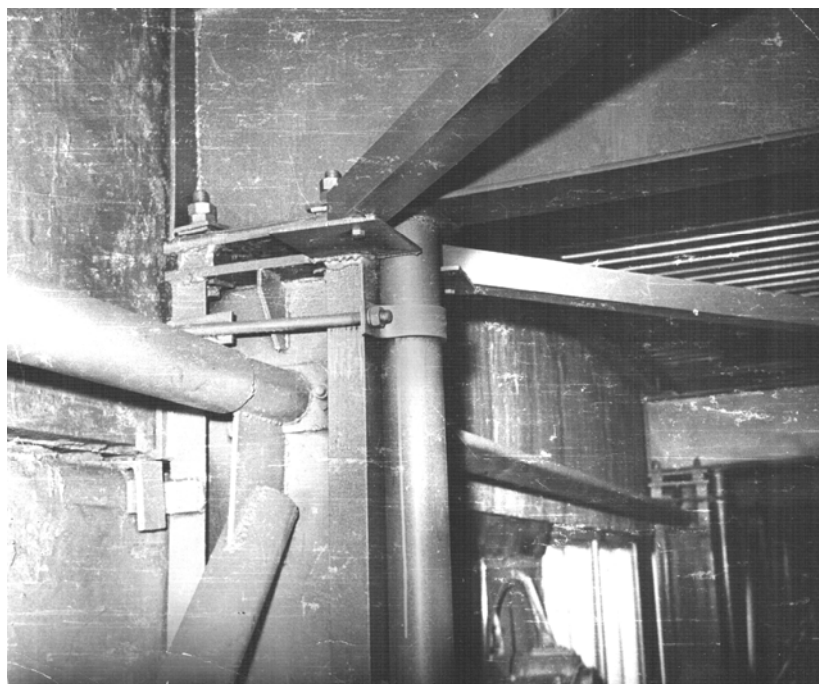


Рис. 10. Посилення колон цеху Калушського ВО «Нафтобурмашремонт»
регулюючими елементами із труб (м. Калуш)

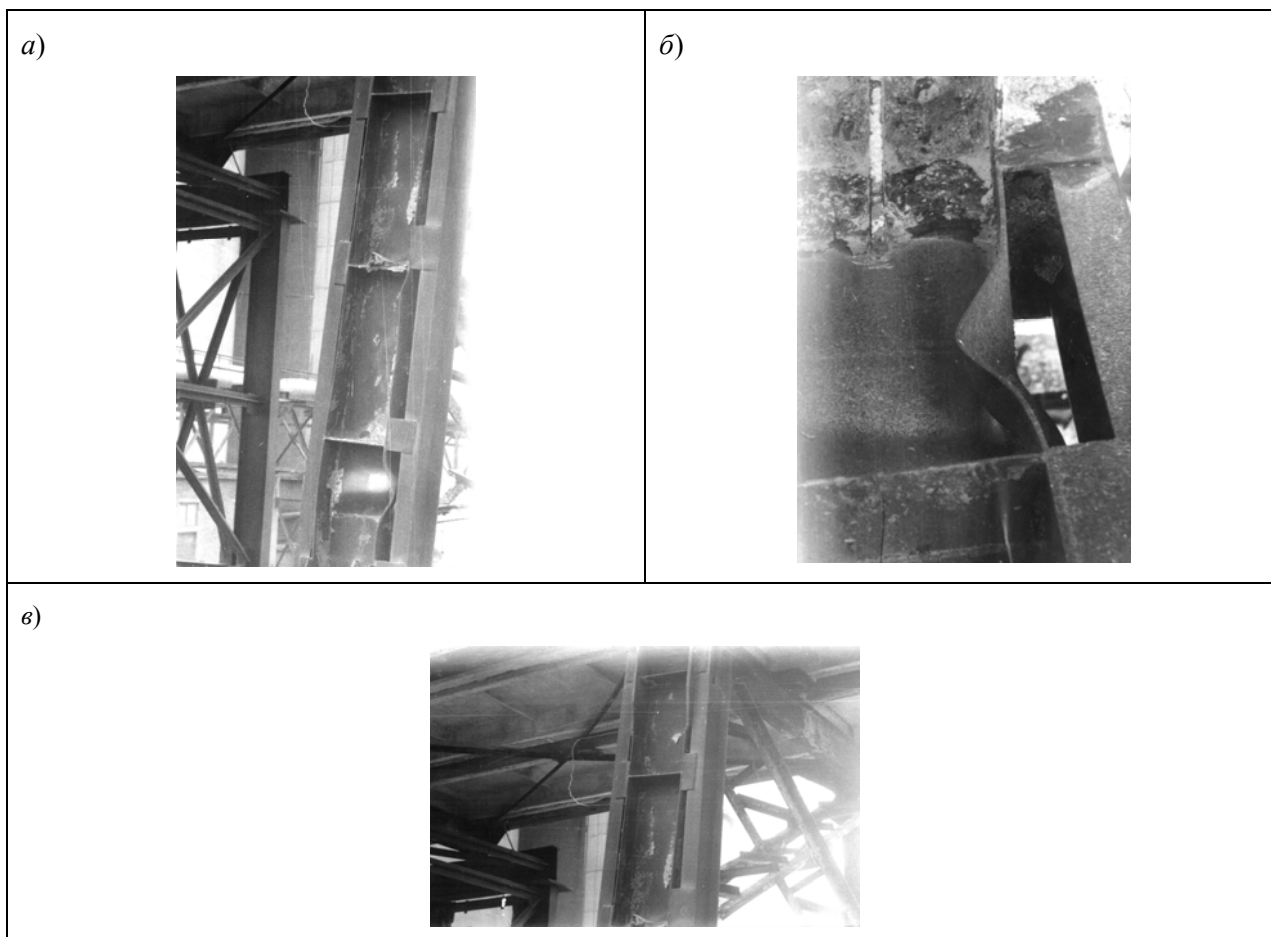


Рис. 11. Посилення сильно деформованих колон естакади Рівненського ВО «Азот» (а, б, в – фрагменти)



Рис. 12. Посилення стиснутих розкосів ферм покриття прольотом 36 м котельні Бурштинської ТЕС

Регулювання НДС сталевих конструкцій, які знаходяться в умовах експлуатації доцільно виконувати в процесі їх посилення під експлуатаційним навантаженням [8]. Величина регулюючого (розвантажуючого) зусилля може визначатися з умов, як рівнонапруженості на контакті основного і посилюючого перерізів, так і додаткового зменшення деформацій (прогинів)

посилених конструкцій. Остання умова враховувалась при посиленні поздовжньо стиснутих конструкцій (стійок, колон, великопрогінних ферм покриття) промислових будівель: Калушського підприємства «Нафтобурмашремонт», Рівненського ВО «Азот», Бурштинської ТЕС та ін.

Для проектування раціонального посилення рам каркасів будівель і споруд необхідно враховувати жорсткості якої-небудь ділянки, або окремого елемента рамної системи приведе до перерозподілу в ній зусиль загалом. При цьому може виникнути питання, які елементи треба посилити, щоб добитися максимального підвищення стійкості рами загалом. Посилення самої стійки дає значно більший ефект, ніж посилення контура або закладення вузла [8]. Необхідно також встановити, які з стійок рами підлягають посиленню насамперед. Для збереження симетрії посиленню підлягають, дві крайні або дві середні стійки. Для встановлення, яку пара стійок потрібно посилити, систему доводять до критичного стану. При цьому розглядають два випадки. У першому прикладають фіктивну силу до двох крайніх стійок. У другому – до двох середніх стійок. Посилювати треба насамперед ті стійки, які витримують найменшу критичну силу. Із збільшенням жорсткості крайніх стійок запас стійкості рами зріс на 4 % аналогічне збільшення жорсткості середніх стійок запас стійкості рами був підвищений на 10,5 %. Таким чином, посилення середніх стійок виявилось більш ефективним. Разом з тим посилення середніх стійок із збільшенням їх жорсткості на 50 % підвищує коефіцієнт запасу майже на 40 %. На стійкість рамних систем, як відомо, впливає жорсткість ригелів. У деяких випадках, збільшуючи жорсткість ригелів, можна уникнути посилення колон. Однак часто збільшення жорсткості всього ригеля важко здійсненне або пов'язане з неефективним використанням металу. У цих випадках жорсткість ригеля можна збільшувати тільки біля опор (у вузлах). Як же впливає змінна жорсткість ригелів на значення критичної сили в рамах? При розрахунках рам із збільшеною жорсткістю ригелів біля опор (рам з вутами) жорсткість таких ригелів приймалась у ряді випадків по найменшому її значенню. Було показано [8], як збільшується критичне навантаження в рамах, якщо врахувати зміну жорсткості ригелів по їх довжині.

Висновки

1. В результаті можливості регулювання НДС розрахунковим методом розроблено комбіновані конструкції нової генерації.
2. Удосконалено на основі енерговаріаційного принципу (принципу Лагранжа) узагальнений метод розрахунку комбінованих металевих конструкцій з врахуванням деформованого стану балки

жорсткості.

3. Знайдено єдину розрахункову модель комбінованих систем – шпрингельних і вантових у вигляді балки на пружних опорах, в якій балка моделює балку жорсткості, а пружні опори – систему підкріплення.

4. Такий метод дає можливість встановити деформований стан балки жорсткості, який враховується при визначенні зусиль в елементах комбінованої системи, що забезпечує рівномірність всіх елементів з максимальною економією сталі.

5. На базі удосконаленого методу розрахунку комбінованих металевих конструкцій з врахуванням деформованого стану балки жорсткості розроблено метод регулювання НДС комбінованих конструкцій шляхом визначення раціональної топології та жорсткісних характеристик поперечних перерізів елементів. Це забезпечує можливість регулювання НДС в балці жорсткості по її довжині для отримання рівних напружень в розрахункових опорних і пролітних перерізах.

6. Отримано рішення оберненої задачі – раціонального проектування, яка дозволяє одночасно розв'язувати пряму задачу розрахунку (НДС) конструкції.

7. Оцінено ефективність регулювання НДС комбінованих конструкцій, за рахунок якого досягається економія матеріалу порівняно з відомими конструкціями до 27 % із значним спрощенням технології виготовлення.

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

9. Зміна жорсткості ділянок або окремих елементів статично невизначених рамних систем суттєво впливає на їх тримкість у цілому, що необхідно враховувати при підсиленні каркасів будівель і споруд.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Перельмутер, А. В. О влиянии изменения жесткостей на перераспределение усилий в статическинеопределимой системе [Текст] / А. В. Перельмутер // Строительная механика и расчет сооружений. – 1974. – № 5. – С. 64-67.
2. Гоголь, М. В. Узагальнений метод розрахунку металевих конструкцій з регулюванням зусиль

- [Текст] / М. В. Гоголь – (Теорія і практика будівництва) // Вісник НУ «Львівська політехніка» – 2002. – № 462. – С. 25-34.
3. Металлические конструкции [Текст] / Е. И. Беленя и др. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.
 4. Пат. 50014 А Україна, МКИ 7 E04C3/10 B66C17/00. Балкова конструкція [Текст] / Гоголь М. В., Гайда О. М. – № 99127148; заявл. 28.12.99; опубл. 15.10.02. – 2 с.
 5. Пат. 46983 А Україна, МКИ 7 E04C3/10. Прогінна конструкція [Текст] / Гоголь М. В., Гайда О. М., Чайка Б. С. – № 2001031714; заявл. 14.03.01; опубл. 17.06.02. – 2 с.
 6. Пат. 48841 А Україна, МКИ 7 E04C3/08. Шпренгельна балка [Текст] / Гоголь М. В., Чайка Б. С., Гайда О. М., Надала І. В. – № 2001128874; заявл. 21.12.01; опубл. 15.08. 02. – 2 с.
 7. Пермяков, В. О. Проблема напружено-деформованого стану плоских стержневих металевих конструкцій [Текст] / В. О. Пермяков, М. В. Гоголь – Теорія і практика будівництва // Вісник НУ «Львівська політехніка». – 2004. – 4 с.
 8. Бельский, М. Р. Усиление сжатых стержней стальных конструкций под эксплуатационной нагрузкой [Текст]. / М. Р. Бельский. – М.: Стройиздат, – 1984. – 153 с.
 9. Гоголь, М. В. Проектування і розрахунок раціональних комбінованих металевих конструкцій [Текст] / М. В. Гоголь // Металеві конструкції. – 2008. – Том 14. – № 4.
 10. Пермяков, В. А. Комбинированные металлические конструкции с регулированием и их оптимизация [Текст] / В. А. Пермяков, М. В. Гоголь, И. Д. Пелешко // Наука и инновации в современном строительстве. Междунар. научн.-практ. конф. Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. Санкт-Петербург, 17-19 окт. 2007 – Санкт-Петербург. – 2007.
 11. Гоголь, М. В. Регулювання зусиль у стержневих металевих конструкціях [Текст] / М. В. Гоголь, І. Д. Пелешко, М. Р. Більський // Будівельні металеві конструкції: сьогодення та перспективи розвитку. V Міжнар.наук-техн.конф. УкрНДІпроектстальконструкція. К., 19-22 верес. 2006 р. – К., В-во «Сталь». – 2006.
 12. Гоголь, М. В., Проектування і розрахунок комбінованих металевих конструкцій з регулюванням зусиль [Текст] / М. В. Гоголь, М. Р. Більський, І. Д. Пелешко // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч.тр. / Одес. гос. акад. стр-ва и арх-ры. Ч. 1. – ОДЕСА, 2006.
 13. Gogol, M. New constructive forms and their reliability [Текст] / M. Gogol, I. Peleshko, M. Bilskyj, O. Gajda // Quality and Reliability in Bulding industry. IV International Scientific Conference. 17-19 Oct.. 2006. - Levoca, Slovakia. Technical University of Kosice, 2006.
 14. Гоголь, М. В. Особливості розрахунку будівельних конструкцій із регулюванням зусиль [Текст] / М. В. Гоголь // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК. – 2003. – Вип. 59. – Кн. 1.
 15. Пермяков, В. О. Проблема регулювання напружено-деформованого стану плоских стержневих металевих конструкцій[Текст] / В. О. Пермяков, М. В. Гоголь – Теорія і практика будівництва // Вісник НУ «Львівська політехніка». – 2004.
 16. Пермяков, В. А. Совершенствование стальных стержневых конструкций на основе решения обобщенной задачи оптимального проектирования [Текст]: дис... докт. техн. наук: 05.23.01. – К., 1993.
 17. Проектування раціональних комбінованих металевих конструкцій [Текст] / за ред. проф. В. О. Пермякова. – Львів: Вид-во НУ «Львівська політехніка», 2005.
 18. Рекомендації з проектування раціональних металевих несучих конструкцій перекриттів та покрить / Укл.: В. О. Пермяков, М. В. Гоголь. – Львів: Вид-во НУ «Львівська політехніка», 2006.

Надійшла до редколегії 12.06.2011.

Прийнята до друку 23.06.2011.

О. Л. ЗАКОРА, С. В. КЛЮЧНИК (ДІТ), Г. О. ЛИННИК, М. П. ДИТИНЕНКО,
Д. Л. ІВАШКЕВИЧ, О. А. ЗАБІЯКА (ДП «Укрзалізниця»)

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ БЕЗБАЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА

В статті розглянуто вплив основних силових факторів на напружено-деформований стан залізобетонної плити БМП. Приведенні рекомендації щодо підвищення її експлуатаційних якостей.

Ключові слова: прогонова будова, безбаластне мостове полотно, напружено-деформований стан, тріщини, розтягувальні напруження.

В статье рассмотрено влияние основных силовых факторов на напряженно-деформированное состояние железобетонной плиты БМП. Приведены рекомендации относительно повышения ее эксплуатационных качеств.

Ключевые слова: пролётное строение, безбалластное мостовое полотно, напряженно-деформированное состояние, трещины, растягивающие напряжения

In the paper the influence of basic power factors on the stained-and-stressed state of reinforced-concrete tiles of BMP is considered. The recommendation for the increase of its operating qualities are given.

Keywords: span, ballastless bridge deck structured system, stained-and-stressed state, cracks, stretching tensions

Останнім часом на металевих наскрізних прогонових будовах залізничних мостів відбувається заміна мостового полотна на дерев'яних мостових брусах на безбаластне мостове полотно на залізобетонних плитах (БМП).

Прогресивність цього рішення не викликає сумніву. Проте на багатьох мостах, після нетривалої експлуатації, на укладених плитах БМП з'являються чисельні тріщини і пошкодження, які здатні значно впливати на несучу здатність, довговічність та безпеку експлуатації всієї прогонової будови.

В роботі [1], на основі аналізу літературних та нормативних джерел, анкетування науковців і досвідчених фахівців-експлуатаційників та результатів обстеження стану мостового полотна на плитах БМП в процесі експлуатації, виконані систематизація пошкоджень плит БМП і визначення факторів, які їх викликають. В той же час не розглянуті силові фактори, які впливають на напружено-деформований стан плити БМП.

Розглянемо вплив інтенсивності натягнення шпильок і тимчасового навантаження на деформативність і тріщиностійкість плити БМП.

Поява сітки тріщин навколо овального отвору плити для шпильки, на наш погляд, викликана силовою дією натягнутою зусиллям 12 тонн шпильки. Враховуючи, що поперечний переріз шпильки розтягнутий нерівномірно, (напруження з боку робочої рейки внутрішньої поверхні шпильки в 2,5...3,0 рази перевищують напруги в зовнішній поверхні), місцеві стиска-

льні напруження можуть перевищувати міцність бетону на стиск. Появі тріщин сприяє також наявність концентратора напружень у вигляді овального отвору для шпильок та динамічна дія тимчасового навантаження.

В деяких плитах виявлені поздовжні тріщини між робочою рейкою і контркутиком. Ці тріщини, як і поздовжні тріщини зверху і знизу плити по осі колії, також мають силове походження. Ілюстрацією цього твердження являються епюри згинальних моментів (рис. 1), побудовані на основі визначення моментів в перерізах 1-1 (над опорою – поздовжньою балкою); 2-2 (між робочою рейкою та контркутиком) та 3-3 (по осі колії). Ліва частина епюр моментів відповідає дії постійних навантажень власної ваги плити, робочої рейки і контркутиків, натягнення шпильок, а права – дії постійних і тимчасових навантажень. Епюри від моментів (див. рис. 1, а) відповідають зусиллям, які виникають в плиті при відстані між осями поздовжніх балок – 1,9 м, а епюри (див. рис. 1, б) – при відстані між осями – 1,7 м.

Епюри моментів побудовані при різних зусиллях натягнення шпильок: 2,0, 10,0, 20,0, 40,0, 80,0, 100,0 та 120,0 кН.

Значення згинальних моментів (m) в перерізах 2-2 та 3-3, викликаних постійними навантаженнями і натягненням шпильок, здатні викликати розтягальні напруження бетону верхньої поверхні плити, які перевищують допустимі $R_{bt,ser}$ [2], тобто викликати появу тріщин.

Тимчасове навантаження значно зменшує від'ємні згинальні моменти, тобто напруження верхньої поверхні плити, але збільшує додатні

моменти, які можуть викликати розкриття тріщин знизу плити.

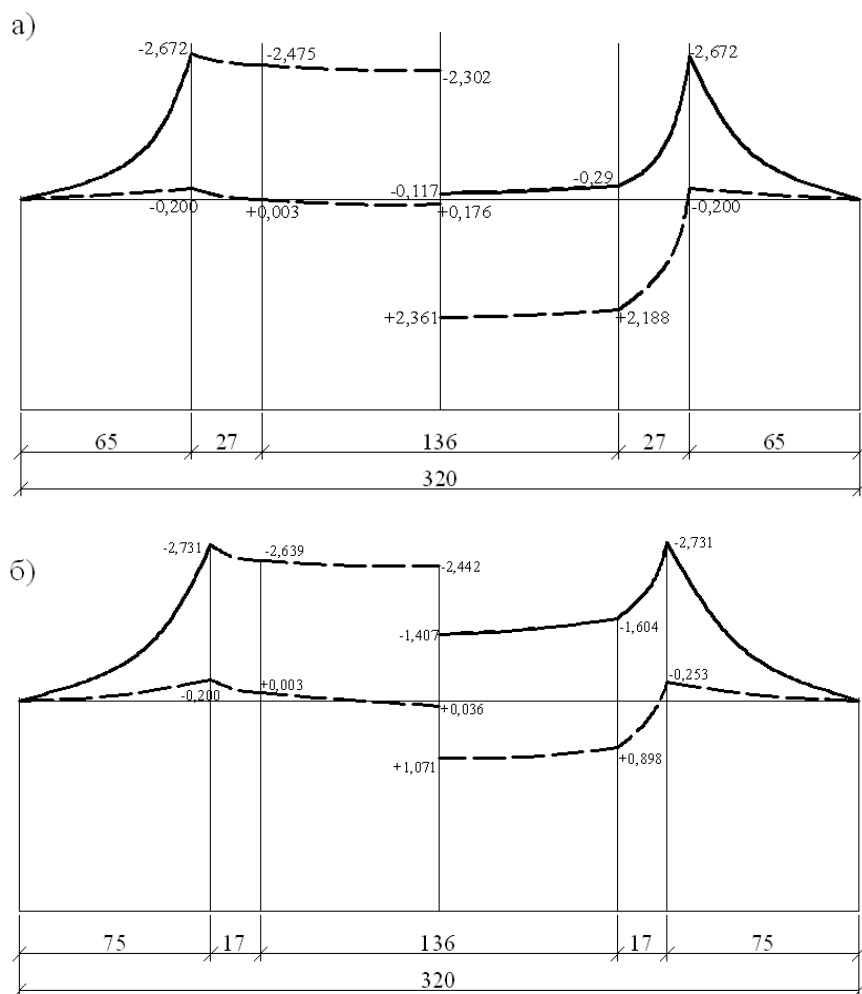


Рис. 1. Епюри згинальних моментів в перерізах плити БМП

Слід звернути увагу на той факт, що збільшення відстані між поздовжніми балками всього на 20 см мало змінює від'ємний момент від постійних навантажень натягнення і шпильок, але більш ніж удвічі збільшує додатній при дії тимчасових навантажень. Це вказує на те, що при кожній відстані між осями поздовжніх балок (для забезпечення тріщиностійкості плити БМП), повинно відповідати своє оптимальне зусилля натягнення шпильок і армування залізобетонних плит БМП.

Для перевірки теоретичних викладок на мосту через р. Сура на 248 км дільниці Дніпропетровськ – Лошкарівка був виконаний наступний експеримент.

На верхній поверхні плити БМП в перерізах 1-1, 2-2 та 3-3 (рис. 2) були наклеєні тензорезистори і виконувалось статичне і динамічне (зі швидкістю 5 км/год) навантаження тепловозом 2ТЕ116 при різних силах натягування шпильок.

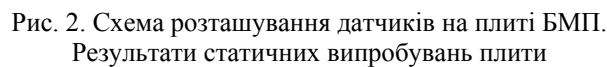
Отриманні результати експериментальних досліджень (відносні фіброві деформації) наведені в табл. 1 та 2.

Експериментом підтверджено, що фіброві деформації і, відповідно, розтягальні напруження у перерізі 2-2 перевищують напруження, виникаючі в перерізі 3-3. Напруження в перерізі 2-2 тільки від статичної дії тимчасового навантаження перевищують допустимі $R_{bt,ser}$.

Повертаючись до появи тріщин навколо отворів для шпильок, слід зауважити, що місцеві напруження такі великі, що значно перебивають розтягуювальні напруження, обумовлені роботою плити, як консолі.

В процесі експериментальних досліджень встановлено, що від дії тимчасового навантаження зменшується первісне натягнення шпильок: на зовнішній поверхні шпильки до 85 %, а на внутрішній – до 35 %. Це, в свою чергу, призводить до збільшення розтягальних напруг на

брусом, який характеризується низьким (в 3...4 рази меншим) модулем пружності.



конструкції, а отже, таким станом, настання якого є неприпустимим для споруди.

Виконані експериментально-теоретичні дослідження дійсної роботи залізобетонної плити безбаластного мостового полотна дозволяють зробити деякі попередні висновки і рекомендації:

- в процесі експлуатації плита зазнає дію багатьох силових впливів, що потребує більш ретельного дослідження;

- заново виконати проектування і конструювання плити з застосуванням високоміцних матеріалів (арматура, бетон) і новітніх технологій;

- науково обґрунтувати оптимальну величину натягнення шпильок, як для різних відстаней між осями поздовжніх балок, так і в межах однієї відстані;

- знайти конструктивне рішення, яке забезпечує сталість натягнення шпильок в процесі експлуатації;

- розробити технологію влаштування залізобетонного прокладного шару між верхнім поясом поздовжніх балок і низом плити.

Виконання цих рекомендацій буде сприяти зменшенню власної ваги плит, підвищенню їх несучої здатності, тріщиностійкості, довговічності та експлуатаційної надійності.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Пługін, А. А, Забіяка О. А, Линник Г. О. та ін. Систематизація пошкоджень залізобетонних плит безбаластного мостового полотна залізничних мостів [Текст] / А. А. Пługін, О. А. Забіяка, Г. О. Линник. // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті: зб. наук. праць. – Харків, 2009. – Вип. 109.
2. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.

Надійшла до редколегії 10.06.2011.

Прийнята до друку 16.06.2011.

А. П. ИВАНОВ, В. В. ПСЮК (Донбасский государственный технический университет, Алчевск),
И. А. ИВАНОВА (УкрНИИпроектстальконструкция им. В. Н. Шимановского, Киев)

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ОСТАТОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ШВЕЛЛЕРАХ ПРИ НАНЕСЕНИИ СВАРНОГО ШВА

У статті розглянута зміна залишково-напруженого стану швелерів (упоперек та вздовж зразків, що випробовувались) у залежності від положення зварних швів.

Ключові слова: сталева конструкція, зварний шов, температура, остаточне напруження, швелер

В статье рассмотрено изменение остаточного-напряженного состояния швеллеров (поперек и вдоль испытываемых образцов), в зависимости от положения сварных швов.

Ключевые слова: стальная конструкция, сварной шов, температура, остаточное напряжение, швеллер

In the article the change of the remaining-tense state of channels (across and along the tested specimens) depending on position of the weld-fabricated guy-sutures is considered.

Keywords: steel construction, weld bead, temperature, residual stress, channel bar

Остаточные напряжения элементов строительных конструкций оказывают существенное влияние на их устойчивость и деформативность. Это влияние может носить неоднозначный характер, как снижать, так и повышать перечисленные параметры. В этом случае, актуальным становится вопрос об изучении распределения остаточных напряжений в сечениях элементов конструкций и их регулирование [1-4]. Одним из технологических процессов, оказывающих существенное влияние на появление в конструкциях и отдельных частях сооружений остаточного напряжённого состояния является сварка. При этом температурный цикл сварки, неоднородные структурные превращения в металле шва и в зонах термического влияния являются основными факторами, влияющими на величину остаточных напряжений в элементах строительных конструкций.

В настоящее время выполнено большое количество научных исследований, посвященных остаточному напряжённому состоянию стальных конструкций. Большой вклад в изучение остаточного напряженного состояния и его влияния на работу конструкций внесли: К. П. Большаков, В. Н. Васильев, В. А. Винокуров, А. И. Голоднов, А. Г. Григорянц, В. С. Игнатьева, А. А. Казимиров, Б. С. Касаткин, Л. М. Лобанов, А. Я. Недосека, Г. А. Николаев, Н. О. Окерблом, Е. О. Патон и др.

В некоторых нормативных документах даны рекомендации по учёту остаточных напряжений при расчёте конструктивных элементов.

Так в ДБН В.2.3-14:2006 «Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування» [5] приведено разграничение коэффициентов продольного изгиба для двутавровых элементов с остаточными напряжениями и без них, которые могут отличаться до 15...17 %.

Работ, посвящённых исследованию остаточных напряжений в швеллерах и их влиянию на устойчивость не так много. Учитывая, что данный профиль часто используется для производства сварных металлических конструкций, данные исследования являются актуальными.

В данной работе рассмотрено влияние различного положения сварных швов в швеллерах на распределение остаточных напряжений по их сечению.

В качестве образцов приняты швеллеры № 12. Исследуемые образцы отличались друг от друга местом расположения сварных холостых валиков. Схема их расположения приведена на рис. 1.

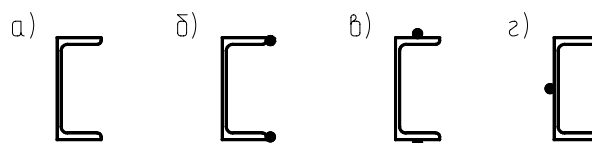
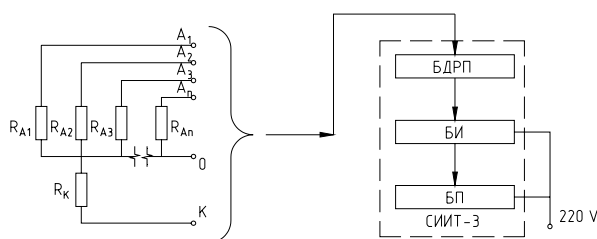


Рис. 1. Схема расположения наплавки сварных холостых валиков на швеллерах:

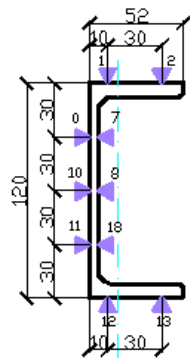
а) — без наплавки валиков; б) — на перьях профиля; в) — посередине полки профиля; г) — по середине стенки профиля.

Для определения остаточного напряжённо-деформированного состояния использовался

Регистрация деформаций при определении остаточных напряжений определялась с помощью тензометрической системы СИИТ-3, состоящей из блока дистанционного релейного переключения (БДРП), измерительного блока (БИ) и блока печати (БП). Схема подключения приведена на рис. 2, где R_{Ai} – активные тензометрические датчики, расположенные на исследуемых прокатных профилях, R_K – компенсационный датчик, установленный за пределами исследуемых прокатных профилей, но на таком же материале.



Тензодатчики располагались на внешней стороне полок, а также на внешней и внутренней стороне стенок исследуемых образцов. Расположение датчиков на каждом образце было одинаковым и приведено на рис.3.



Разрез испытываемых образцов проводился угловой шлифовальной машиной (круг для резки толщиной 1,2 мм). До и после реза образцов снимались показания деформаций с помощью тензометрической системы СИИТ-3. На рис. 4 приведен швеллер после поперечного реза.

Результаты распределения остаточных напряжений по сечениям образцов в зависимости от места нанесения сварных холостых валиков

Таблица 1

Место определения остаточных напряжений	Средняя величина остаточных напряжений в зависимости от положения сварных швов, кН/см ²			
				
Перо	2,50	-2,97	5,95	1,80
Обушок	-4,20	4,95	-2,47	-4,70
Стенка у обушка	-4,20	4,21	-3,19	-10,2
Средняя часть стенки	-7,30	-9,27	-7,14	24,91

Анализируя полученные результаты, распределения остаточных напряжений по сечению исследуемых образцов, следует отметить изменение в них остаточно-напряженного состояния в зависимости от места приложения температурного воздействия. Наиболее существенные изменения остаточно-напряженного состояния получены при наплавлении валика в средней части стенки, при этом изменился не только уровень напряжений, но и знак воздействия. Сжимающие напряжения в стенке швеллера без сварных швов, равные $7,3 \text{ кН/см}^2$, при наплавлении валика становятся растягивающими и составляют $24,91 \text{ кН/см}^2$. В ситуации при наплавлении валиков на полки швеллера также

произошли изменения по уровню и по знаку напряжений.

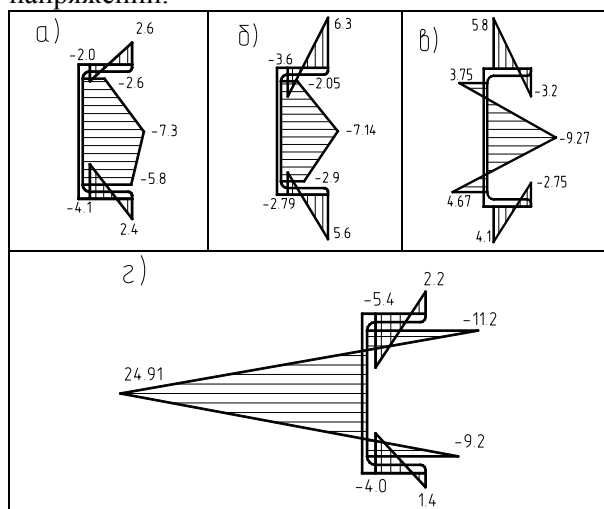


Рис. 5. Распределение остаточных напряжений по сечению образцов с различным положением наплавки валиков:

- а) – без наплавки валиков; б) – с наплавкой валиков на перьях; в) – с наплавкой валиков посередине полки; г) – с наплавкой валиков посередине стенки

Для получения более полной картины распределения остаточных напряжений в испытуемых образцах выполнялись продольные резы по стенке швеллеров.

Резка испытуемых образцов выполнялась с одной стороны. На противоположной стороне располагался ряд датчиков для оценки остаточного напряжённого состояния. Показания деформаций снимались с помощью тензоцентрической системы СИИТ-3 перед началом реза, и после разрезания каждой зоны (длина зон 70 мм, края этих зон совпадали с осью установки датчиков), на которые условно был поделен образец. Схема продольной резки швеллеров приведена на рис.6.

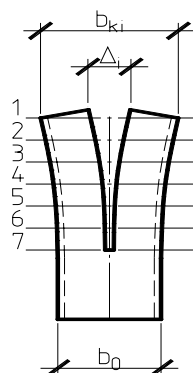


Рис. 6. Схема продольной резки швеллеров:

- 1-7 – границы зон реза; b_0 – высота полки швеллера в целом сечении; Δi – ширина раскрытия краёв реза; b_{ki} – высота полки швеллера после реза

При разрезе в начале каждой зоны замерялась ширина раскрытия краев реза. Данная программа проведения эксперимента позволила определить не только влияние различного положения сварных швов на распределение остаточных напряжений по длине образца, но и на раскрытие краев реза, по которым можно делать вывод об изменении уровня остаточных напряжений. Вид швеллера после продольного реза приведен на рис. 7.

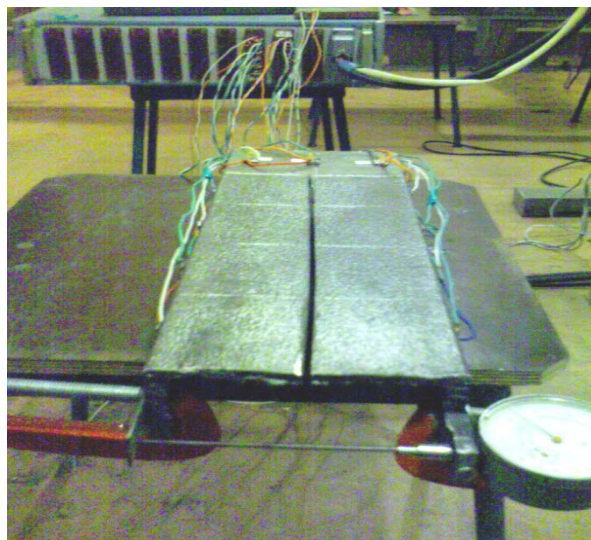


Рис. 7. Общий вид швеллера после продольного реза

Ширина раскрытия краев реза во многом зависит от места нанесения сварного шва на отдельных элементах швеллера (перо, середина полки или стенки). Края реза расходились на величину от 0,9 мм для образцов без наплавления валиков и до 2,55 мм для образцов с наплавленным валиком посередине полки. Изменения ширины раскрытия краев реза и конечный уровень остаточных напряжений после продольного реза приведены в табл. 2 и 3.

В работе представлены результаты исследования изменения остаточно-напряжённого состояния прокатных швеллеров в зависимости от различного положения сварных швов.

Наиболее существенные изменения наблюдаются при наплавке швов на середину полки и шва на середину стенки. В случае с наплавкой швов на середину полки в ней развиваются растягивающие напряжения, а в случае с наплавкой шва на середину стенки – сжимающие, а в стенке – растягивающие.

В месте нанесения валика сварных швов образуются большие растягивающие напряжения, которые значительно меняют характер распределения напряжённого состояния по сечению суммарной эпюры напряжений.

Таблица 2

Ширина раскрытия краев реза (при продольном разрезе) швеллеров с локальными температурными воздействиями (ЛТВ)

Образцы	Ширина раскрытия краев реза Δi в точках замера ширины, мм				
	1	2	3	4	5
	0,90	0,60	0,40	0,30	0
	-0,15	-0,05	-0,05	0,05	0
	2,55	1,25	0,70	0,3	0
	-1,85	-1,45	-0,75	0,15	0

Таблица 3

Величина остаточных напряжений в сечениях швеллеров в зависимости от положения сварных швов при продольном разрезе

Образцы	Величина остаточных напряжений в точках снятия отсчётов, кН/см ²			
	2	3	4	5
	-1,489	-2,417	-2,94	-3,558
	0,387	0,541	0,561	1,624
	-6,094	-7,852	-8,084	-7,581
	9,244	10,521	11,449	12,726

В дальнейшем эту особенность распределения остаточных напряжений, полученной при нанесении валиков сварных швов в различных местах по сечению горячекатаного швеллера, планируется проверить на работе конструктивных элементов (сквозные колонны, сваренные из двух швеллеров полками наружу с нанесенными на них сварными швами, таким образом, как рассмотрено в данной работе) при центральном и внецентренном сжатии. Это позволит определить возможность повышения несущей способности элементов конструкций за счет регулирования их остаточно-напряженного состояния с использованием локального термического воздействия.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Голоднов, А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках [Текст] / А. И. Голоднов. – К.: Сталь, 2008. – 150 с.
2. Козлов, С. В. Повышение устойчивости сжатых элементов ферм из уголкового профиля локальными термическими воздействиями [Текст]: Дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01. – К., 2004. – 168 с.
3. Биргер, И. А. Остаточные напряжения [Текст] / И. А. Биргер. – М.: Машгиз, 1963. – 232 с.
4. Давиденков, Н. Н. Избранные труды [Текст] в 2 т. Т. 2. Механические свойства материалов и методы измерения деформаций / Н. Н. Давиденков. – К.: Наукова Думка, 1981. – 704 с.
5. ДБН В.2.3-14:2006 Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мінбуд архітект. та житлово-комун. госп-ва, 2006. – 217 с.

Поступила в редколлегию 03.05.2011.

Принята к печати 16.05.2011.

В. И. КИРЬЯН, М. Г. МАЛЬГИН (Институт электросварки им. Е. О. Патона
НАН Украины, Киев)

ПУТИ ОБЕСПЕЧЕНИЯ НОРМАТИВНОГО РЕСУРСА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ

Розглянуто конструктивні особливості зварних пролітних будов залізничних мостів. Проаналізовано основні причини передчасного зародження і розвитку тріщин втоми у вузлах і елементах пролітних будов. Обговорені конструктивні і технологічні шляхи забезпечення нормативного ресурсу експлуатованих і новостворюваних суцільнозварних пролітних будов мостів.

Ключові слова: пролітна будова, тріщини втоми, ресурс, зварна пролітна будова, залізничний міст

Рассмотрены конструктивные особенности сварных пролетных строений железнодорожных мостов, включая периоды начала применения сварки в мостостроении. Проанализированы основные причины преждевременного зарождения и развития трещин усталости в узлах и элементах пролетных строений. Обсуждены конструктивные и технологические пути обеспечения нормативного ресурса эксплуатируемых и вновь создаваемых цельносварных пролетных строений мостов.

Ключевые слова: пролетное строение, трещины усталости, ресурс, сварное пролетное строение, железнодорожный мост

The structural features of welded railway bridges of the last century were considered. The basic causes of appearance of fatigue cracks in welded joints of railway bridges were assessed. Structural and technological ways of provision of the design life of operated and new-built welded railway bridges are discussed.

Keywords: span, cracks of fatigue, design life, built welded, railway bridge

Введение

Пролетные строения мостов работают в сложных условиях переменного нагружения, обусловливаемого, главным образом, подвижным составом. В соответствии с нормативной документацией [1] они должны рассчитываться на 100 лет эксплуатации. В то же время опыт показывает, что трещины усталости зарождаются значительно раньше. Так, например, в типовых сварных пролетных строениях железнодорожных мостов они появляются после 1...7 лет эксплуатации в элементах и сварных соединениях, в которых их не ожидали и на усталость не рассчитывали [2, 3].

Цель настоящей работы состоит в установлении основных причин преждевременного зарождения трещин усталости в элементах пролетных строений железнодорожных мостов и определении путей их предупреждения на протяжении всего нормативного срока эксплуатации.

Факторы, приводящие к преждевременному зарождению трещин усталости в элементах сварных пролетных строений железнодорожных мостов

Эксплуатируемые сегодня на сети железных дорог Украины пролетные строения условно

можно разделить на 2 группы. Первая из них относится к начальному периоду (50-е годы прошлого столетия) применения сварки в мостостроении (рис. 1).

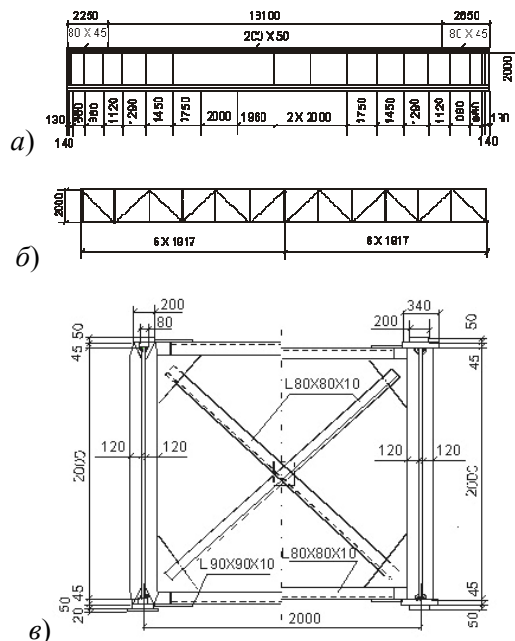


Рис. 1. Пролетное строение железнодорожного моста с расчетной длиной 23,0 м (проектирование 50-х годов прошлого столетия):

а) – фасад; б) – схема верхних (слева) и нижних (справа) продольных связей; в) – поперечные разрезы на опоре (слева) и в пролете (справа)

а) – фланговые швы прикрепления продольных связей (T_5) и верхних распорок (T_1); б) – основной металл верхней фасонки (T_7) и внутреннего вертикального ребра жесткости (T_8)

В 1946 году по инициативе академика НАН Украины Е. О. Патона был создан НИИМостов при ЛИИЖТе. Основной его задачей было совершенствование конструкции пролетных строений железнодорожных мостов с широким применением сварки. В результате в 60-х-70-х

[illegible]

а) – фасад; б) – схема продольных связей; в) – поперечные разрезы в пролете (слева) и на опоре (справа)

До образования трещин достаточных размеров, чтобы их можно было обнаружить, проходило от четырех до семи лет, а в некоторых случаях (на ветках значительной грузонапряженности) они наблюдались через 1...3 года эксплуатации сооружения. Столь раннее заро-

ждение трещин усталости было обусловлено значительным усилением эффекта внецентренного приложения нагрузки на пролетное строение от подвижного состава за счет увеличения ширины верхних поясов и их освобождения от связей. Ярким свидетельством сказанного служит появление трещин в поясных швах (T_{13} , рис. 4).

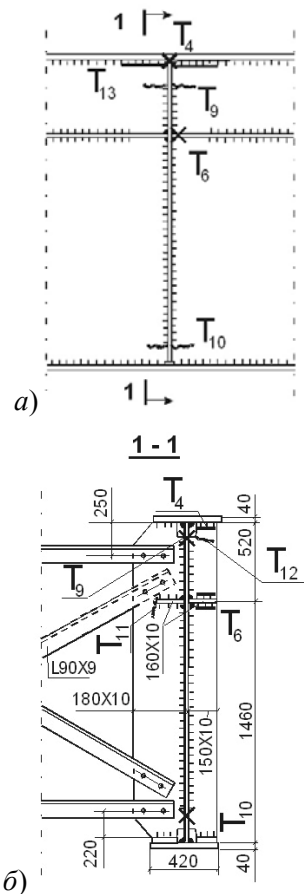


Рис. 4. Места зарождения и развития трещин усталости в элементах типовых пролетных строений железнодорожных мостов проектирования 70-х годов (проекты № 541 и № 821). Наиболее опасные трещины, развивающиеся в стенке главных балок (T_9 , T_{10}) и в поясном шве (T_{13})

Для исправления создавшегося сложного положения с типовыми пролетными строениями НИИМостов разработал соответствующие «Указания по осмотру и усилению эксплуатируемых сварных пролетных строений» [5]. При этом использование сварки полностью исключалось. В качестве главного средства для ремонта рассматривались накладки и высокопрочные болты.

Вытеснение сварки продолжалось и в дальнейшем, хотя приведенные данные явно указывают на прямую связь главных причин возникновения трещин усталости с конструктивными недостатками типовых пролетных строений

мостов, а не со сваркой. Тем не менее, продолжалась замена сварных соединений на болтовые. Уже в 60-х годах появились первые болты в пролетных строениях. С их помощью стали прикреплять продольные и поперечные связи к фасонкам, а затем стали крепить высокопрочными болтами и сами фасонки связей к главным балкам, а также вертикальные ребра жесткости к стенке балок, используя дополнительно уголки. Сварными остались только стыки листов главных балок и поясные швы. Обнадеживающим здесь является только то, что авторы работы [6] считают такой типовой проект (1991 г.) временным, «пока не будут найдены рациональные и надежные решения цельно-сварной конструкции».

По сравнению с цельносварными, заводское изготовление болтосварных пролетных строений существенно усложнилось, и возросла их металлоемкость. Принципиальное значение тут имеет опыт эксплуатации таких пролетных строений, который показал, что замена сварных соединений болтовыми не гарантирует исключения усталостных разрушений, поскольку остаются главные источники их возникновения – внецентренное приложение поездной нагрузки на несущие балки и другие рассмотренные выше причины, которые порождают вибрацию элементов пролетного строения и дополнительные местные переменные напряжения.

Вполне очевидно, что определяющим в передаче подвижной нагрузки на пролетное строение и деформирование его элементов является устройство мостового полотна. Наиболее неблагоприятным с точки зрения зарождения трещин усталости следует признать широко используемое до настоящего времени мостовое полотно на деревянных поперечинах. Поскольку деревянные поперечины, к которым крепится рельсовый путь, укладываются непосредственно на верхние пояса главных балок пролетного строения, то из-за внецентренного приложения поездной нагрузки проезд каждой тележки (даже оси) подвижного состава вызывает кручение пояса и выгиб стенки на участке выреза вертикальных ребер жесткости. Изгиб стенки между ребрами жесткости вызывает поворот нижнего пояса, что и приводит к возникновению колебаний стенки отсека. При определенных скоростях подвижного состава такие колебания могут быть резонансными.

Замена мостового полотна на деревянных поперечинах безбалластным мостовым полотном на железобетонных плитах (БМП) улучшает работу пролетного строения. Поездная на-

грузка передается не локально на пояса главных балок, а на пролетное строение в целом, что способствует снижению вибрации элементов и уровня дополнительных напряжений. Эффективность применения БМП возрастает, когда железобетонная плита объединяется для совместной работы с главными балками путем их соединения высокопрочными болтами или гибкими приварными анкерами (шпильками) [7].

Уменьшение динамических воздействий подвижного состава на элементы пролетного строения обеспечивается использованием балластного мостового полотна. Достигается это за счет поглощающих свойств балластного слоя. В качестве поддерживающей конструкции балластного слоя применяется железобетонное или металлическое балластное корыто.

Балластное мостовое полотно с металлическим корытом, днище которого представляет собой ортотропную плиту, позволяет органично усовершенствовать конструктивно и само пролетное строение. Ортотропная плита балластного корыта объединяется при помощи сварки с верхними поясами главных балок, образуя расширенный верхний пояс. Объединив подобной ребристой плитой, нижние части главных балок (расширенный нижний пояс) образуется коробчатое пролетное строение. Такие коробчатые пролетные строения с проезжей частью в виде ортотропной плиты сегодня широко используются при проектировании и изготовлении автодорожных мостов.

Ортотропная плита проезжей части пролетного строения представляет собой сложную пространственную конструкцию. Она состоит из плоского листа настила с приваренными для повышения его жесткости в двух взаимно ортогональных направлениях продольными ребрами и поперечными балками (рис. 5). При этом продольные ребра пропускают сквозь вырезы в стенках поперечных балок, которые объединяются с помощью сварки в зоне вырезов. Под воздействием подвижной нагрузки ортотропная плита проезжей части подвергается осевым усилиям и пространственному изгибу.

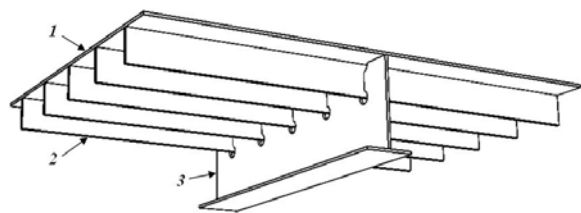


Рис. 5. Ортотропная плита проезжей части:
1 – лист настила; 2 – продольные полосовые ребра жесткости; 3 – поперечная балка

Конструктивное решение ортотропной плиты, обусловливаемое выбором типа продольных ребер – плоские (полосовые), замкнутые (трапецевидные, прямоугольные, треугольные, U-образные, полуэллиптические и др.), формы выреза в стенке поперечной балки для пропуска продольного ребра жесткости и способа их соединения, играют важную роль в обеспечении ее работоспособности.

Каждый из типов продольных ребер имеет свои определенные достоинства и недостатки. Так, первые из них наиболее простые конструктивно и удобные для стыкования, но не оптимальные для работы на изгиб. Вторые – эффективны для работы на изгиб и хорошо сопротивляются кручению, но менее удобные для стыкования и пересечения с поперечными балками. Опыт эксплуатации сплошностенчатых пролетных строений с проезжей частью в виде ортотропной плиты показал их склонность к преждевременному образованию трещин усталости в узлах пересечения продольных ребер жесткости и поперечных балок [8].

Выбор конструктивного оптимального решения ортотропной плиты с нормативной долговечностью наиболее перспективно осуществлять на базе ее прогнозирования, основанного на расчете методом конечных элементов напряженно-деформированного состояния (НДС) в «горячих точках» и соответствующих базовых кривых сопротивления усталости, получаемых в условиях нагружения, подобных эксплуатационным. Для определения НДС составляется расчетная конечно-элементная модель пролетного строения с подбором типов конечных элементов в соответствии с характером деформирования его конкретных участков. Все пролетное строение моделируется в основном двумерными конечными элементами за исключением узлов, склонных к трещинообразованию, для которых используются трехмерные конечные элементы с размерами, достаточным для расчета НДС с необходимой точностью.

Прогнозирование долговечности отдельных узлов на стадии проектирования позволит отрабатывать конструктивные и технологические решения, обеспечивающие нормативный ресурс пролетного строения. Составление конечно-элементной модели всего пролетного строения, включая ортотропную плиту, и практическая реализация данного подхода требует отдельного более детального рассмотрения.

Наряду с конструктивными усовершенствованиями пролетных строений мостов важно уделять серьезное внимание оформлению свар-

ных узлов, выполнению сварки и проведению упрочняющей обработки соединений. Установлено [9-11], что радикальным средством, предупреждающим преждевременное зарождение трещин усталости в сварных соединениях, является их высокочастотная механическая проковка (ВМП). Обработывается специальным инструментом узкая зона перехода от металла шва к основному материалу. При ВМП в зоне обработки за счет интенсивного локального пластического деформирования снижаются растягивающие остаточные напряжения и создаются благоприятные сжимающие, уменьшается величина концентрации напряжений, деформационно упрочняется обрабатываемый участок металла с измельчением зерна и образованием поверхностной наноструктурной прослойки. Все это способствует существенному повышению циклической долговечности и предела выносливости сварных соединений.

Предлагаемый путь позволит выбирать рациональные и надежные решения цельносварной конструкции пролетного строения мостов.

Выводы

1. Основной причиной преждевременного зарождения и развития трещин усталости в пролетных строениях железнодорожных мостов 50-х...70-х годов проектирования является внецентренное приложение поездной нагрузки, обуславливающее вибрацию элементов и дополнительные напряжения.

2. «Совершенствование» конструкции пролетных строений железнодорожных мостов и создание в 70-х годах прошлого столетия большого числа типовых проектов шло по пути замены сварных соединений на болтовые, без устранения главных конструктивных недостатков, приводящих к низкому сопротивлению усталости отдельных узлов и элементов. Такая тенденция, к сожалению, сохраняется и сегодня. Сварными остались только стыки листов главных балок и поясные швы (типовой проект 1991 г.).

3. Наиболее перспективным путем обеспечения централизованного приложения поездной нагрузки на пролетное строение железнодорожных мостов является совершенствование мостового полотна. Для эксплуатируемых пролетных строений целесообразна замена мостового полотна на деревянных поперечинах безбалластным. При этом железобетонная плита объединяется для совместной работы с главными балками.

4. Балластное мостовое полотно с металлическим корытом, поддерживающим балластный слой, днище которого представляет собой ортотропную плиту, позволяет создать жесткое коробчатое пролетное строение с более равномерным распределением напряжений от поездной нагрузки и пониженной склонностью к вибрации элементов.

5. Выбор конструктивного оптимального решения пролетного строения моста, включая ортотропную плиту, с точки зрения обеспечения нормативной долговечности целесообразно осуществлять на стадии проектирования, исходя из анализа методом конечных элементов напряженно-деформированного состояния конкретных узлов и прогнозирования их долговечности, основываясь на локальных напряжениях в «горячих точках» и соответствующих базовых кривых сопротивления усталости.

6. Зону перехода от металла шва к основному материалу сварных соединений пролетных строений мостов в узлах, склонных к образованию трещин усталости, а также после выполнения ремонтных работ с помощью сварки на эксплуатируемых пролетных строениях, необходимо обрабатывать высокочастотной механической проковкой для обеспечения их нормативного срока эксплуатации.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
2. Лучко, Й. Й. Механіка руйнування мостових конструкцій та методи прогнозування їх залишкової довговічності [Текст] / За ред. Й. Й. Лучка. – Львів: Каменяр, 2004. – Т. 6. – 883 с.
3. Кир'ян, В. І. Механіка руйнування зварних з'єднань металоконструкцій [Текст] / В. І. Кир'ян, В. А. Осадчук, М. М. Николишин. – К.: СПОЛОМ, 2007. – 320 с.
4. Евграфов, Г. К. Мосты на железных дорогах [Текст] / Г. К. Евграфов. – М.: Гос. трансп. железнодорож. изд-во, 1941. – 608 с.
5. Указания по осмотру и усилению эксплуатируемых сварных пролетных строений [Текст]. – М.: МПС, ГУП, НИИ Мостов ЛИИЖТа, 1990. – 28 с.
6. Богданов, Г. И. Проектирование мостов и труб. Металлические мосты [Текст]: Учебник для вузов ж.-д. транспорта / Под редакцией Ю. Г. Козьмина. – М.: Маршрут. 2005. – 460 с.
7. Линник, Г. О. Дослідження несної здатності прогонових будов металевих мостів з різними типами мостового полотна [Текст] / Г. О. Лин-

- ник // Дороги і мости. – К.: Держдор НДІ, 2008. – № 9. – С. 141-144.
8. Корнеев, М. М. Стальные мосты: теоретическое и практическое пособие по проектированию мостов [Текст] / М. М. Корнеев. – К.: Изд-во «Академпрес», 2010. – Т. 1. – 532 с.
 9. Лобанов, Л. М. Повышение сопротивления усталости сварных соединений металлоконструкций высокочастотной механической проковкой [Текст]: обзор / Л. М. Лобанов, В. И. Кир'ян, В. В. Книш, Г. И. Прокопенко // Автомат. сварка. – 2006. – № 9. – С. 3-11.
 10. Кир'ян, В. І. Забезпечення працездатності зварних суцільностінчатих прогонових будов залізничних мостів [Текст] / В. І. Кир'ян, В. В. Книш, Г. О. Линник // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізничного трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – 2009. – Вип. 27. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2009. – С. 181-189.
 11. Волосевич, П. Ю. Структурные изменения в зоне сварного шва стали Ст3 при ультразвуковой ударной обработке и их влияние на повышение сопротивления усталости [Текст] / П. Ю. Волосевич і ін. // Металлофиз. новейшие техн. – 2008. – Т. 30, № 10. – С. 1429-1443.

Поступила в редколлегию 14.06.2011.

Принята к печати 20.06.2011.

П. М. КОВАЛЬ (Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури, Київ),
С. В. СТОЯНОВИЧ (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ)

НАПРУЖЕННЯ У ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВАХ МОСТІВ ПРИ ВРАХУВАННІ СТАДІЙНОСТІ РОБОТИ

В статті наведено результати теоретичного вивчення рівнів напружень в збірно-монолітних залізобетонних прогонових будовах мостів з урахуванням і без урахування стадійності роботи. Істотний вплив на різницю деформації з урахуванням стадійності роботи збірно-монолітних прогонових будов мостів визначено для прогонів, що перевищують 12 м.

Ключові слова: міст, залізобетон, арматура, граничний стан

В статье приведены результаты теоретического изучения уровней напряжений в сборно-монолитных железобетонных пролетных строениях мостов с учетом и без учета стадийности работы. Существенное влияние на разницу деформаций с учетом стадийности работы сборно-монолитных пролетных строений мостов определено для пролетов, превышающих 12 м.

Ключевые слова: мост, железобетон, арматура, предельное состояние

The results of theoretical study of the levels of stresses in precast-monolithic bridge spans with and without consideration of stages of their work are presented. A significant influence on difference of the deformations taking into account the work stages of the precast-monolithic bridge spans for spans exceeding 12 m is determined.

Keywords: bridge, concrete, armature, limiting state

Вступ

Завдяки низці переваг збірно-монолітні конструкції знайшли широке застосування як в промисловому та цивільному будівництві, так і в мостобудуванні. Практика вітчизняного та закордонного будівництва доводить доцільність широкого застосування при зведенні автодорожніх та міських мостів збірно-монолітного залізобетону. Основна ідея збірно-монолітного перерізу полягає в тому, що найбільш відповідальні і трудомісткі елементи виготовляють індустріальним шляхом на заводах чи полігонах, а менш складний елемент – плити, виконують на місці. Збірні елементи при цьому служать за риштування і навіть в багатьох випадках – опалубкою для укладання монолітного бетону. Бетон монолітної частини, після набору міцності зв'язує збірні елементи в єдину робочу систему. Використання принципу збірно-монолітності має за мету забезпечити надійність та довговічність мостових конструкцій, зменшити витрати матеріалів, підвищити економічність у використанні.

В чинних нормах проектування мостів ДБН В.2.3-14:2006 [1] при розрахунку збірно-монолітних конструкцій відсутні рекомендації з врахування відмінностей у фізико-механічних характеристиках збірного та монолітного бетону, стадійність роботи таких конструкцій. Рекомендації та посібники для проектування цивільних і промислових будівель [2-5] не розпо-

всюджуються на проектування мостів. В інструкції [6] розрахунок збірно-монолітних прогонових будов мостів виконується з врахуванням характеристик збірного та монолітного бетону без традиційного зведення до одного матеріалу, враховуються довготривалі процеси при оцінці напружено-деформованого стану конструкції, але не враховується стадійність роботи таких прогонових будов.

Для сталезалізобетонних мостів норми проектування [1] враховують стадійність роботи прогонових будов. За етапами послідовного включення в роботу окремих елементів прогонової будови збірно-монолітні мости подібні до сталезалізобетонних. Виникає логічне питання, чому при їх проектуванні не враховується стадійність роботи комплексного перерізу конструкції.

Імовірно, що при будівництві прогонових будов мостів з відносно невеликими прогонами 6...24 м, які будувались до цього часу, вплив стадійності на роботу збірно-монолітних прогонових будов мостів був невеликий. Але зараз відбувся перехід до будівництва мостів переважно з прогонами 18...33 м, тому варто дослідити, як впливає стадійність роботи на напружено-деформований стан збірно-монолітних прогонових будов мостів.

Мета даних досліджень – визначити, як відрізняються рівні напружень при розрахунку балок прогонової будови збірно-монолітних

прогонових будов мостів при врахуванні стабільності роботи і без її врахування у залежності від довжини прогонів.

Основна частина

Теоретично досліджувалась збірно-монолітна прогонова будова (рис. 1, а) з використанням попередньо напружених мостових

балок типу «3Bet-120» (рис. 1, б), довжиною 9 м, 12 м, 15 м, 18 м, 21 м, 24 м, 27 м, 33 м. Габарит моста по ширині становить $\Gamma-10,5+2\times 0,75$ м. В поперечному напрямку відстань між осями балок становить 1,6 м. Балки об'єднанні між собою для сумісної роботи монолітною плитою проїзної частини товщиною 21 см.

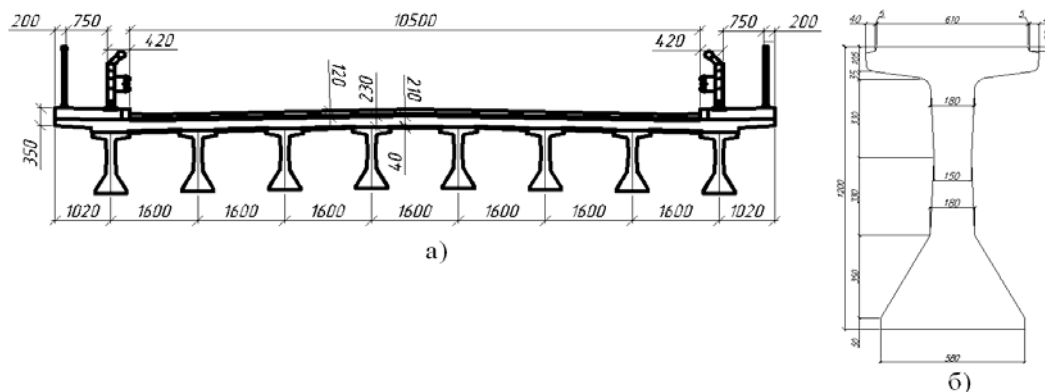


Рис. 1. Поперечні перерізи:

а) – прогонової будови моста; б) – балки типу «3Bet-120»

Армування балки типу «3Bet-120» здійснюється поздовжньою робочою арматурою: попередньо напружені канати типу К7 діаметром 12,8 мм (кількість канатів для відповідного прогону балки див. табл. 1), поздовжньою конструктивною – звичайна арматура Ø8 А400С та поперечною арматурою – звичайна арматура Ø8...12 А400С. Клас бетону балок за міцністю на стиск В40. Початкове напруження канатів перед бетонуванням становило 1200 МПа. Балка піддавалася тепловій обробці протягом 16 год. при максимальній температурі 60...65 °С. Передача зусилля на бетон відбувалась при досягненні ним міцності 28 МПа.

Клас монолітного бетону плити проїзної частини на стиск В35.

но зведені поперечні перерізи збірної балки (див. рис. 2, а) та збірної балки об'єднаної з монолітною плитою (див. рис. 2, б).

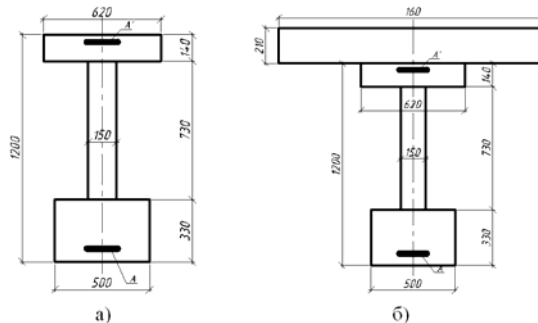


Рис. 2. Зведені перерізи:

а) – збірна балка; б) – збірна балка об'єднана з монолітною плитою

Таблиця 1

Кількість канатів в балках типу «3Bet-120»

Л бал- ки, м	9	12	15	18	21	24	27	30	33
Верхні, шт	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Нижні, шт	16	20	23	36	29	33	37	41	45

Розрахунок конструкції проводився з врахуванням та без врахування стабільності її роботи згідно діючих норм [1, 7] та з урахуванням положень, наведених в [2, 3, 6].

Об'єктом для досліджень була обрана середня балка прогонової будови. На рис. 2 наведе-

Визначення внутрішніх зусиль

Значення максимальних згинальних моментів від дії постійного навантаження на найбільш завантажену середню балку для кожного з прогонів подані в табл. 2.

Нормативне тимчасове вертикальне навантаження від автотранспорту згідно [7] приймаємо за двома схемами:

- рівномірно розподілене смугове навантаження від автотранспортних засобів А15;
- колісне чотиривісне зосереджене навантаження НК-100.

Таблиця 2

Значення згинальних моментів в середині прогону балки від дії постійного навантаження

L прогону, м	8,4	11,4	14,4	17,4	20,4	23,4	26,4	29,4	32,4
--------------	-----	------	------	------	------	------	------	------	------

Балка + монолітна плита

Mн, кНм	158,76	292,41	466,56	694,83	936,36	1232,01	1568,16	1944,81	2411,82
---------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

Балка + монолітна плита + дорожній одяг

Mн, кНм	197,74	364,22	581,13	862,11	1166,29	1534,54	1953,23	2422,36	2991,82
---------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------	---------

Максимальні значення згинальних моментів від дії тимчасового навантаження на найбільш завантажену середню балку для кожного з прогонів наведені в табл. 3.

Таблиця 3

Значення згинальних моментів в середині прогону балки від дії тимчасового навантаження

L прогону, м	8,4	11,4	14,4	17,4	20,4	23,4	26,4	29,4	32,4
--------------	-----	------	------	------	------	------	------	------	------

Mн, кНм	357,52	510,64	655,69	795,31	934,94	1079,71	1231,22	1426,36	1626,54
---------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

Розрахунок конструкції із врахуванням стадійності роботи

Згідно [2, 3] збірно-монолітні конструкції необхідно розраховувати для наступних двох стадій роботи конструкції:

- до набирання монолітним бетоном заданої міцності – на дію власної ваги цього бетону та інших навантажень, що діють на даному етапі спорудженні конструкції;
- після набирання монолітним бетоном заданої міцності – на навантаження, що діють на даному етапі будівництва та при експлуатації конструкції.

Розрахунок напружень збірних балок до набирання монолітним бетоном заданої міцності виконуємо у відповідності норм [1, 2] за формулами:

- для нижньої грані перерізу збірної балки

$$\sigma_1^H = -\frac{N}{A_{bred}} - \frac{N \cdot y_{bred}^H \cdot e_0}{I_{bred}} + \frac{M_1 \cdot y_{bred}^H}{I_{bred}};$$

- для верхньої грані перерізу збірної балки

$$\sigma_1^e = -\frac{N}{A_{bred}} + \frac{N \cdot y_{bred}^e \cdot e_0}{I_{bred}} - \frac{M_1 \cdot y_{bred}^e}{I_{bred}},$$

де N – рівнодіюча зусиль попереднього напруження, A_{bred} – площа перерізу збірної балки, I_{bred} – момент інерції перерізу збірної балки, y_{bred}^H , y_{bred}^e – відстань від центру ваги перерізу збірної балки до нижньої та верхньої граней балки відповідно, e_0 – відстань від центру ваги перерізу балки до рівнодіючої зусиль від попереднього напруження, M_1 – згинальний момент від дії постійного навантаження (власної ваги балки та монолітного бетону).

Напруження від навантаження, прикладеного до набирання монолітним бетоном заданої міцності, зведені в табл. 4.

Таблиця 4

Значення напружень від навантаження (власна вага балки + власна вага монолітного бетону плити), прикладеного до набирання монолітним бетоном заданої міцності

L прогону, м	8,4	11,4	14,4	17,4	20,4	23,4	26,4	29,4	32,4
--------------	-----	------	------	------	------	------	------	------	------

На верхній грані збірної балки

σ , МПа	-0,312	-1,14	-2,522	-4,093	-6,219	-8,749	-12,01	-15,54	-19,37
----------------	--------	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

На нижній грані збірної балки

σ , МПа	-7,19	-8,339	-8,385	-8,339	-7,852	-7,406	-6,17	-5,17	-3,347
----------------	-------	--------	--------	--------	--------	--------	-------	-------	--------

де знак «-» – стиск, знак «+» – розтяг

Розрахунок напружень збірної балки після набирання монолітним бетоном заданої міцності виконуємо відповідно [2-6] за формулами:

- для нижньої грані перерізу збірної балки

$$\sigma^u = \sigma_1^u + \frac{M_2 \cdot y_{red}^u}{I_{red}},$$

- для верхньої грані перерізу збірної балки

$$\sigma^e = \sigma_1^e - \frac{M_2 \cdot (y_{red}^e - h_{nl})}{I_{red}},$$

де I_{red} – момент інерції збірно-монолітного

перерізу, y_{red}^u , y_{red}^e – відстань від центру ваги збірно-монолітного перерізу до нижньої та верхньої граней перерізу відповідно, h_{nl} – товщина монолітної плити збірно-монолітного перерізу, M_2 – згинальний момент від дії постійного (власна вага балки, власна вага монолітної плити, власна вага дорожнього одягу) та тимчасового навантаження.

Напруження від навантаження, прикладеного після набирання монолітним бетоном заданої міцності (власна вага балки, монолітної плити, дорожнього одягу, тимчасового навантаження) зведені в табл. 5.

Таблиця 5

Значення напружень від постійного та тимчасового навантаження, прикладеного після набирання монолітним бетоном заданої міцності

L прогону, м	8,4	11,4	14,4	17,4	20,4	23,4	26,4	29,4	32,4
На верхній грані збірної балки									
σ , МПа	-1,04	-2,209	-3,94	-5,86	-8,36	-11,29	-15,02	-19,09	-23,93
На нижній грані збірної балки									
σ , МПа	-5,12	-5,218	-4,43	-3,44	-1,958	-0,481	2,08	4,48	7,463

де знак «-» – стиск, знак «+» – розтяг

Розрахунок конструкції без врахування стадійності роботи

Як було вище згадано, згідно діючих норм проектування мостів [1] при розрахунку конструкцій, у нашому випадку збірно-монолітних прогонових будов, не враховується стадійність роботи. Розрахунок напружень виконується за формулами:

- для нижньої грані перерізу збірної балки

$$\sigma^u = -\frac{N}{A_{red}} - \frac{N \cdot y_{red}^u \cdot e_0}{I_{red}} + \frac{M \cdot y_{red}^u}{I_{red}},$$

- для верхньої грані перерізу збірної балки

$$\sigma^e = -\frac{N}{A_{red}} + \frac{N \cdot y_{red}^e \cdot e_0}{I_{red}} - \frac{M \cdot (y_{red}^e - h_{nl})}{I_{red}},$$

де N – рівнодіюча зусиль попереднього напруження, A_{red} – площа перерізу збірно-монолітного перерізу, I_{red} – момент інерції збірно-монолітного перерізу, e_0 – відстань від центру ваги перерізу до рівнодіючої зусиль від попереднього напруження, y_{red}^u , y_{red}^e – відстань від центру ваги збірно-монолітного перерізу до нижньої та верхньої граней перерізу відповідно, h_{nl} – товщина монолітної плити збірно-монолітного перерізу, M – згинальний момент від дії постійного та тимчасового навантаження.

Отримані наступні значення напружень балок при дії постійних та тимчасових навантажень на конструкцію (табл. 6 та 7).

Таблиця 6

Значення напружень від постійного навантаження

L прогону, м	8,4	11,4	14,4	17,4	20,4	23,4	26,4	29,4	32,4
На верхній грані збірної балки									
σ , МПа	-0,54	-0,841	-1,24	-1,66	-2,25	-2,92	-3,72	-4,63	-5,7
На нижній грані збірної балки									
σ , МПа	-6,71	-7,76	-8,07	-8,26	-7,99	-7,89	-7,23	-6,75	-5,66

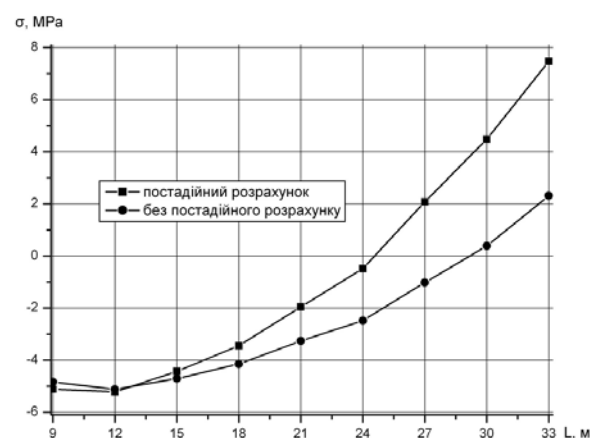
де знак «-» – стиск, знак «+» – розтяг

Значення напружень від тимчасового та постійного навантажень

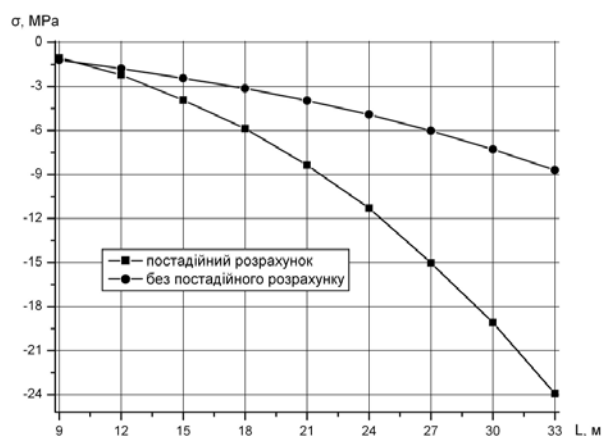
L прогону, м	8,4	11,4	14,4	17,4	20,4	23,4	26,4	29,4	32,4
На верхній грані збірної балки									
σ , МПа	-1,2	-1,78	-2,44	-3,14	-3,97	-4,91	-6,02	-7,29	-8,7
На нижній грані збірної балки									
σ , МПа	-4,83	-5,12	-4,71	-4,16	-3,26	-2,48	-1,02	0,383	2,31

де знак «-» – стиск, знак «+» – розтяг

Згідно отриманих результатів напружень при врахуванні стадійності та без врахування стадійності роботи збірно-монолітних конструкцій було побудовано графіки залежності напружень на нижній та верхній гранях збірної балки при дії постійного та тимчасового навантажень від довжини прогону (рис. 3).



а)



б)

Рис. 3. Залежність напружень балки від довжини прогону на:

а) – нижній грані, б) – верхній грані

Висновки

При теоретичних дослідженнях попередньо напруженої балки збірно-монолітної прогонової будови моста в залежності від довжини прогону встановлені відмінності при постадійному та не враховуючи стадійності розрахунку конструкції. Значне збільшення величини напружень, що були отримані при врахуванні стадійності роботи збірно-монолітної конструкції при довжині прогону в діапазоні від 12 м до 33 м. Варто продовжити дані дослідження, щоб розробити рекомендації з врахування стадійності роботи збірно-монолітних прогонових будов мостів.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
2. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 144 с.
3. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций [Текст]: справочное пособие к СНиП 2.03.01.84. – М.: НИИЖБ, 1991. – 61 с.
4. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций [Текст]. – К.: Будівельник, 1982. – 152 с.
5. Рекомендации по проектированию и расчету сборно-монолитных железобетонных конструкций [Текст]. – М.: НИИЖБ, 1978. – 94 с.
6. Інструкція з розрахунку нових типів збірно-монолітних прогонових будов автодорожніх мостів [Текст]. – К.: НТУ, 2005. – 103 с.
7. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]. – Введ. 2010-03-01. – К. Мін регіон буд. України, 2009. – 66 с.

Надійшла до редколегії 20.04.2011.

Прийнята до друку 29.04.2011.

П. М. КОВАЛЬ (Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури, Київ),
А. Є. ФАЛЬ, П. М. СТАШУК (ДерждорНДІ ім. М. П. Шульгіна, Київ),
Я. І. КОВАЛЬЧИК (НТУ, Київ)

ДОСЛІДЖЕННЯ МОНОЛІТНОЇ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ АВТОДОРОЖНЬОЇ ЕСТАКАДИ

Розглядаються результати обстеження і випробувань автодорожньої естакади в місті Києві із попередньо напруженого монолітного залізобетону. Аналіз отриманих результатів показав, що параметри відповідають вимогам діючих стандартів по проектуванню мостів.

Ключові слова: міст, естакада, попередньо напружуваний залізобетон, МСЕ, Ліра

Рассматриваются результаты обследования и испытаний автодорожной эстакады из предварительно напряженного монолитного железобетона в городе Киеве. Анализ полученных результатов показал, что параметры соответствуют требованиям действующих стандартов по проектированию мостов.

Ключевые слова: мост, эстакада, предварительно напряженный железобетон, МКЭ, Лира

Results of inspection and testing of monolithic prestressed reinforced concrete road trestle built in Kyiv are considered. The analysis of the gained results has shown that parameters correspond to the requirements of current standards on design of bridges.

Keywords: bridge, overhead road, reinforced concrete, FEM, Lira

Мостобудування в Україні в XX столітті розвивалось у рамках єдиного народно-господарського комплексу Радянського Союзу. До 40-х років мости будувались із монолітного залізобетону зі звичайним армуванням. Коли ж почався перехід до попередньо напружених залізобетонних конструкцій у кінці 40-х – на початку 50-х років, в СРСР було взято курс на індустріалізацію будівництва. В мостобудуванні, як і в інших сферах будівництва, перейшли на використання збірного залізобетону, оскільки при цьому збільшувалась степінь заводської готовності конструкцій.

Прийняття 19 серпня 1954 року Постанови ЦК КПРС «Про розвиток будівництва збірних залізобетонних конструкцій і деталей для будівництва» директивно вимагало широкого впровадження збірного залізобетону в усіх областях будівництва, в тому числі і в мостобудуванні. Починаючи з 1960 року будівництво монолітних і стале-залізобетонних мостів навіть при прогонах більше 40 м дозволялось тільки в окремих випадках. Вважалося, що на монолітні залізобетонні конструкції занадто великі затрати праці та розхід лісоматеріалу на риштування і опалубку, а металопрокат був дефіцитним [1]. Тому монолітні попередньо напружені залізобетонні мости в Україні майже не будувалися.

Роки експлуатації мостів зі збірного залізобетону виявили ряд недоліків таких конструкцій. Велика кількість стиків не забезпечує надійної сумісної роботи окремих елементів, вуз-

ли з'єднань в процесі експлуатації руйнуються, через дефектні стики елементів прогонових будов просочується вода з проїзної частини, яка сприяє корозії бетону і арматури. Бетон пришвидшеного твердіння на багатьох спорудах у важких експлуатаційних умовах не забезпечує необхідної довговічності конструкцій.

За кордоном вже в останні десятиліття XX століття суттєво зросли обсяги будівництва мостів зі збірного попередньо напруженого залізобетону [2]. Цьому сприяли впровадження інвентарних опалубок і риштувань багаторазового використання ефективних технологій натягу арматури, використання пластичних бетонів та механізації подачі бетону в опалубку.

Першим кроком до більш широкого використання монолітного бетону і забезпечення підвищення довговічності мостів було введення в нових нормах проектування мостів [3] вимоги влаштування плити проїзної частини мостів тільки із монолітного бетону. Тому з 2006 року на автомобільних дорогах загального користування України прогонові будови мостів можуть влаштовуватись тільки зі збірно-монолітного або монолітного бетону.

Натурні випробування та моніторинг стану мостів, збудованих в останні десятиліття в Україні, які були проведені Державним дорожнім науково-дослідним інститутом ім. М. П. Шульгіна показав, що для забезпечення нормованої довговічності мостів в 100 років [3], на автодорогах з високою інтенсивністю

руху для балочних та рамних прогонових будов із залізобетону з прольотами більше 15 м необхідно використовувати тільки попередньо напружені конструкції. Але на магістральних автодорогах Київ-Чоп, Київ-Харків та інших продовжують будуватись мости із прогоновими будовами з арматурою без попереднього напруження.

Враховуючи, що в Україні досвід спорудження монолітних попередньо напружених нерозрізних мостів значної довжини невеликий, метою даної роботи було дослідження напружено-деформативного стану таких конструкцій, оцінка правильності виконаних розрахунків, конструювання та якості виконання робіт, ви-

значення реальної несної здатності такої споруди – автодорожньої естакади.

Опис естакади по вул. Набережно-Хрещатицькій у м. Києві

Естакада складається з десяти нерозрізних прогонів. Матеріал конструкції – попередньо напружений монолітний залізобетон. Схема естакади комбінована: балочна нерозрізна, опори 6 і 7 об'єднані з прогоновою будовою і утворюють раму для перекриття найбільшого прольоту в 36 м. Схема нерозрізної монолітної прогонової будови $24+30+4 \times 33+36+33+30+24$ м, довжина 309 м (рис. 1, а).

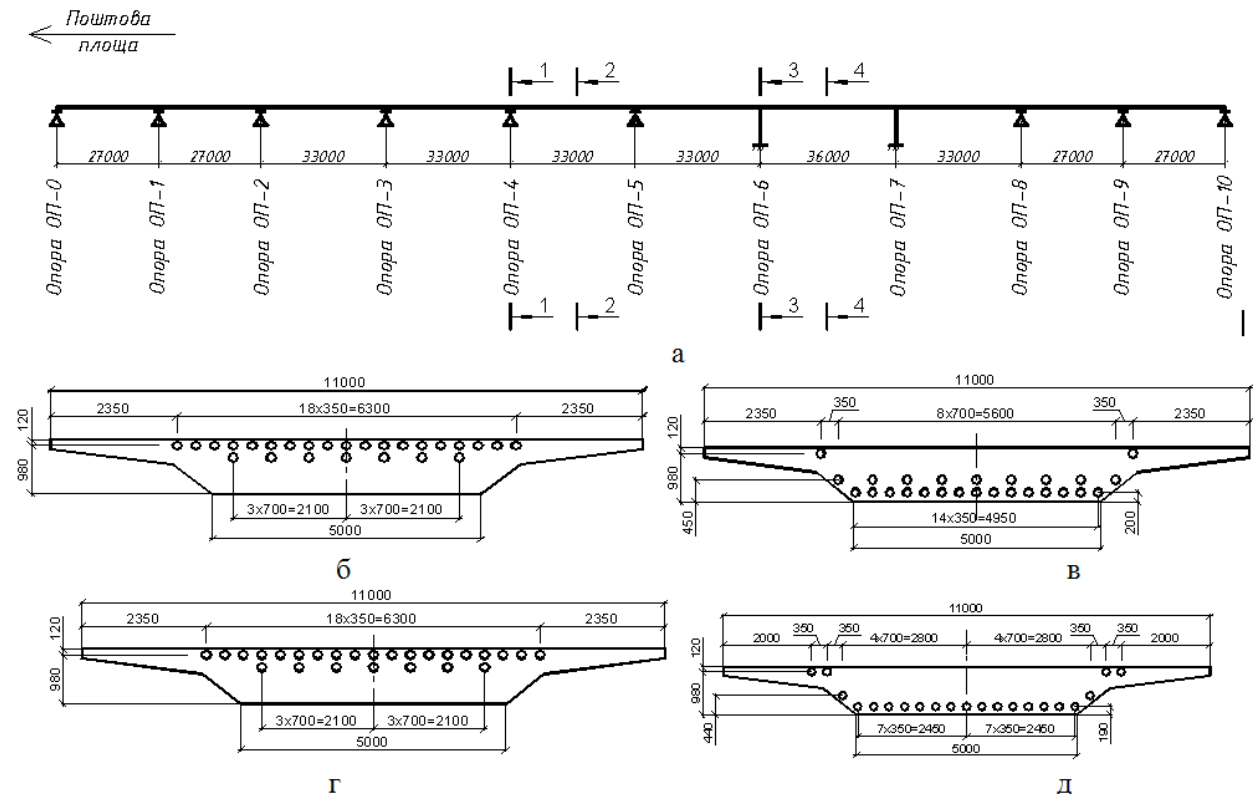


Рис. 1. а – схема естакади; б – переріз 1-1; в – переріз 2-2; г – переріз 3-3; д – переріз 4-4

Профіль мосту по довжині має висхідні та низхідні ухили в 60 ‰ та вписану вертикальну криву радіусом в 2000 м з довжиною на горизонтальній площині 240 м

Габарит проїзної частини моста Г-9. Кількість смуг руху – 2. Ширина кожної смуги руху – 3,75 м, а смуг безпеки – по 1 м. Ширина службового проходу влаштованого з правого боку – 0,75 м.

Товщина прогонової будови змінна, в центральній частині шириною 5 м – 1,1 м, по краях на консолях – 0,2 м. Така мала товщина плити (1/33,7 максимального прольоту 36 м) обумовлена вимогою досягнення мінімальної

робочої висоти естакади. Робоче армування плити – арматура періодичного профілю класу А-III, конструктивне армування – арматура періодичного профілю класу А-I.

Попереднє напруження прогонових будов створене обтиском 28 пучками канатної арматури. Кожен пучок складається із 19 канатів, кожен з яких складається з семи дротів з номінальним діаметром 15,2 мм за EN 10138-98. Сила натягу кожного пучка – 352 т (згідно проектної документації). Схему споруди та армування її прогонової будови попередньо напруженою арматурою подано вище (див. рис. 1).

Для визначення розрахункових величин прогинів і напружень, та встановлення рівня завантаження прогонових будов моста, проводили розрахунок з використанням програмного комплексу „ЛІРА 9.4”. Проектні навантаження – А-15, НК-100, згідно діючих норм [4].

В розрахунковій просторовій схемі моста прогонова будова задана поздовжніми та поперечними стержнями (скінчені елементи типу 10). Фрагмент просторової схеми представлено на рис. 2. Приклад схеми завантаження і деформації прогонової будови показаний на рис. 3.

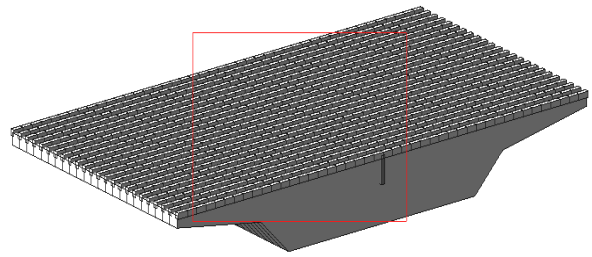


Рис.2. Фрагмент просторової схеми моста при розрахунку з використанням ПК «ЛІРА»

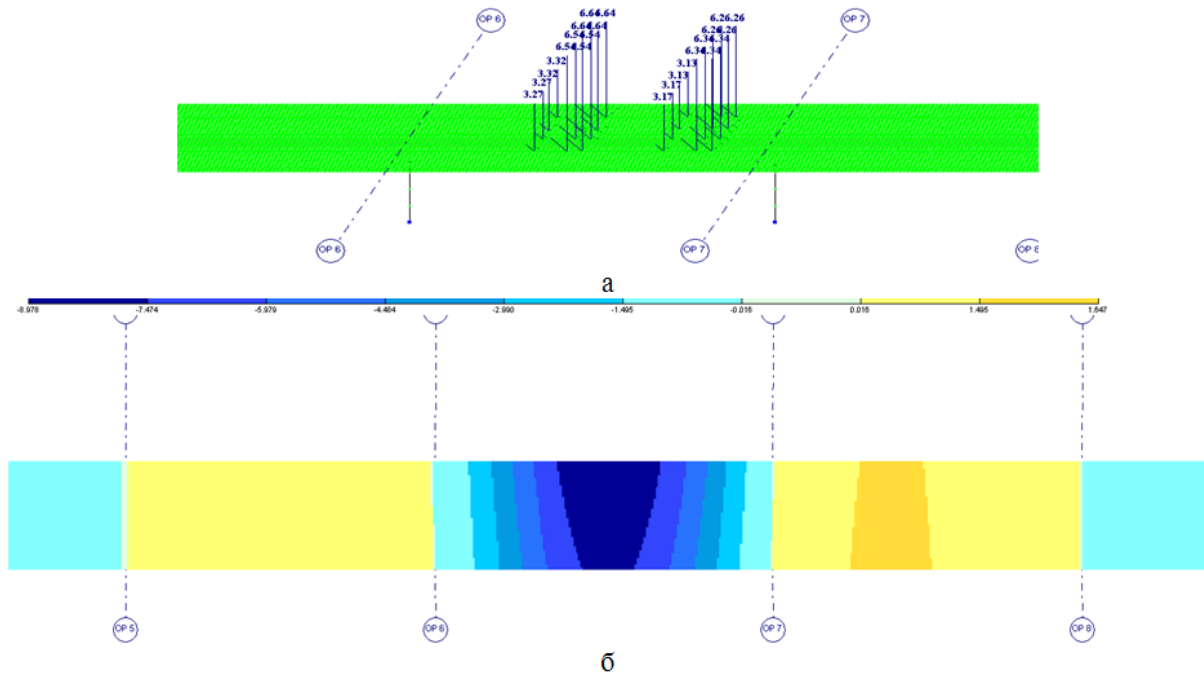


Рис.3. а – розрахункова схема завантаження № 5; б – розрахункові значення прогинів конструкції прогонової будови при завантаженні схемою навантаження № 5

Розрахунок виконували на власну вагу конструкції, випробувальне навантаження яке реалізоване в натурних умовах за випробувальними схемами завантаження № 1 – № 14 , та розрахункове навантаження А-15.

Випробувальне навантаження – п'ять автомобілів завантажених баластом (автомобілі МАЗ 551605 вагою: 31,3 т, 31,7 т, 31,7 т, 32,7 т, 33,2 т). Загальна вага випробувального навантаження становила 160,6 т. На рис. 4 показано схему завантаження № 5, результати прогинів при такому завантаженні і загальний вигляд установки цього навантаження.

Аналіз результатів обстеження та випробування естакади

При обстеженні конструкцій естакади були виявлені дефекти елементів конструкцій, що знижують довговічність споруди, які виникли

на стадії будівництва. Тому були дані рекомендації щодо ліквідації цих дефектів.

Суттєвими дефектами конструкцій, що в подальшому можуть зменшити довговічність естакади, були такі:

- поздовжні та поперечні тріщини по нижній грані залізобетонних прогонових будов з шириною розкриття до 0,10...0,30 мм, які в процесі виконання будівельних робіт були закриті шарами захисного фарбового покриття;
- температурно-усадочні тріщини на поверхні проміжних та крайніх опор з шириною розкриття від 0,05 до 0,3 мм;
- тріщини у вирівнюючій полімербетонній підливці опорних частин;
- усадочні тріщини на поверхні бетону підферменників берегових та проміжних опор.

При випробуванні інтенсивність навантаження складала 61...81 % по відношенню до нормативного навантаження А-15 (табл. 1).

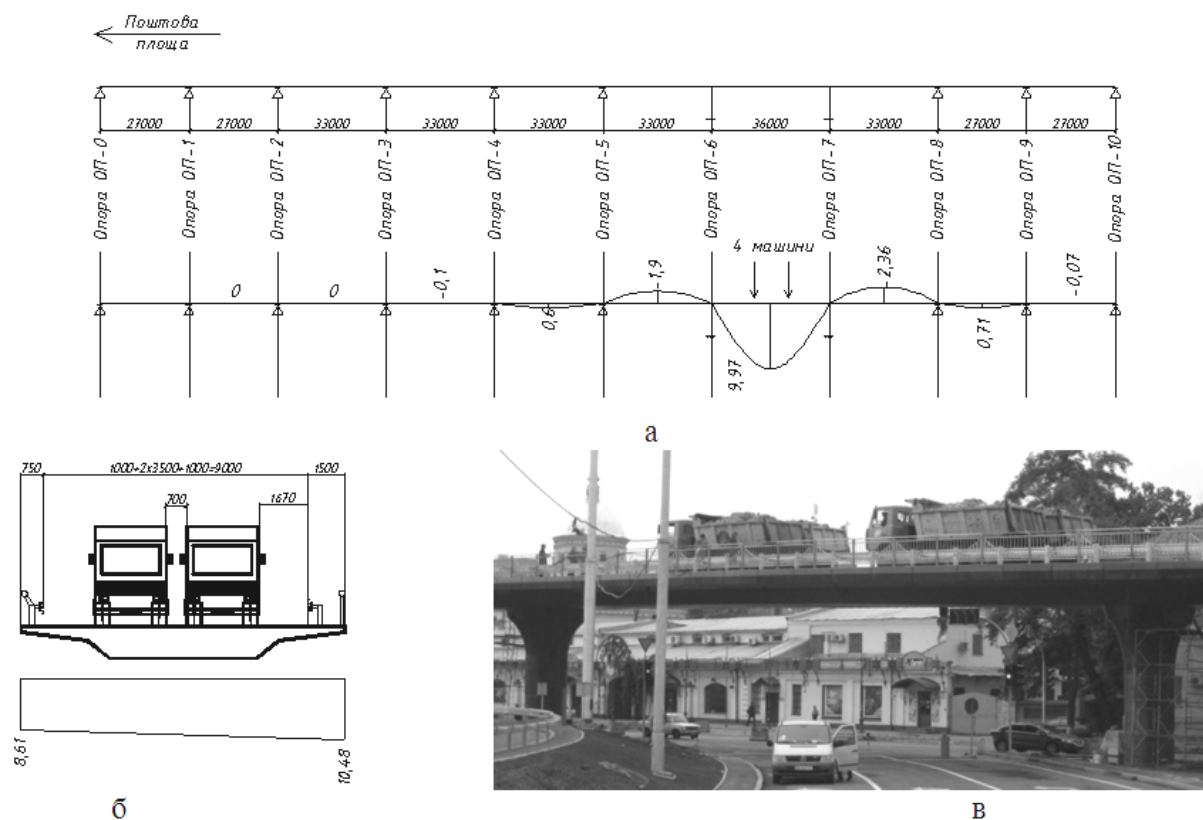


Рис. 4. а – поздовжня схема завантаження та результати прогину схеми завантаження № 5; б – поперечна схема завантаження та результати прогину схеми завантаження № 5; в – вид схеми завантаження № 5

Величина інтенсивності випробувального навантаження відповідає вимогам норм [5].

Таблиця 1

Інтенсивність випробувального навантаження по відношенню до проектного нормативного

Переріз	Схема завантаження	Інтенсивність випробувального навантаження в % до А-15
Середина прогону 9-10	№ 1	81
Середина прогону 9-10	№2	70
Середина прогону 8-9	№3	78
Середина прогону 6-7	№5	78
Середина прогону 5-6	№6	77
Переріз над опорою №6	№12	61
Переріз над опорою №7	№13	61
Переріз над опорою №5	№14	70

Максимальні виміряні прогини прогонів від випробувального навантаження та значення конструктивного коефіцієнта K представлено в табл. 2.

Згідно норм [5] значення конструктивного коефіцієнта K повинно знаходитись в межах 0,7...1,0. Експериментальне значення конструктивного коефіцієнта K в усіх випадках балочної нерозрізної прогонової будови близьке або менше значення 1,0, що свідчить про правильність вибраної розрахункової схеми. І лише при завантаженні рамної частини прогонової будови (схема 5, прогін 6-7) величина конструктивного коефіцієнта має відчутно більше значення ($K = 1,167$). Тому необхідно уточнити розрахункову схему рамної частини естакади.

Для оцінки жорсткості прогонової будови естакади виміряні прогини були пропорційно приведені до прогинів, які б виникли від завантаження випробувальним навантаженням, яке по інтенсивності відповідає нормативному навантаженню від А-15 (табл. 3). Із таблиці 3 видно, що експериментальні приведені прогини значно менші $1/400\ell_p$, які допускаються діючими нормами [6]. Це свідчить про значні запаси жорсткості прогонової будови естакади.

Одним з критеріїв оцінки роботи моста за результатами статичних випробувань, згідно з нормами [5], є співвідношення виміряних пружних і залишкових деформацій, що виражається показником роботи конструкції α (табл. 4).

Таблиця 2

Конструктивні коефіцієнти визначені за загальними деформаціями (прогинами прогонової будови)

№ з/п	Схема завантаження (прогін)	Максимальний вимірний прогин, f_e , мм	Теоретичне значення максимального прогину, f_{cal} , мм	Конструктивний коефіцієнт, $K = f_e / f_{cal}$
1	№ 1 (9-10)	5,9	5,7	1,035
2	№ 2 (9-10)	5,0	5,0	1,000
3	№ 3 (8-9)	7,4	7,8	0,949
4	№ 4 (7-8)	8,9	8,8	1,011
5	№ 5 (6-7)	10,5	9,0	1,167
6	№ 6 (5-6)	9,4	8,7	1,080
7	№ 7 (4-5)	10,6	11,1	0,955
8	№ 8 (3-4)	10,4	11,2	0,929
9	№ 9 (2-3)	6,9	10,8	0,639
10	№ 10 (1-2)	7,8	7,9	0,987
11	№ 11 (0-1)	4,6	4,8	0,958

Таблиця 3

Значення експериментальних прогинів прогонових будов приведені до нормативного навантаження

№ з/п	Схема завантаження (прогін)	Коефіцієнт приведення, K_p	Максимальний вимірний прогин, f_e , мм	Експериментальні приведені прогини f_e / K_p	f_{el} / ℓ_p
1	2	3	4	5	6
1	№ 1 (9-10)	0,81	5,9	7,3	1/3295
2	№ 2 (9-10)	0,70	5	7,1	1/3360
3	№ 3 (8-9)	0,78	7,4	9,5	1/3162
4	№ 5 (6-7)	0,78	10,5	13,5	1/2674
5	№ 6 (5-6)	0,77	9,4	12,2	1/2703

Примітка: f_e – значення вимірюваного прогину, мм; ℓ_p – розрахункова довжина прогону

Згідно норм [5] значення показника роботи конструкції α залізобетонних мостів закінчених будівництвом може досягати 0,15. Експериментальне значення показника роботи конструкції α приймає значення від 0,01 до 0,08, що свідчить про задовільну роботу прогонової будови і відсутність залишкових деформацій в елементах естакади.

Згідно результатів динамічних випробувань максимальні значення динамічного коефіцієнту знаходяться в межах 1,188...1,239.

Значення динамічних коефіцієнтів відповідають вимогам норм $(1 + \mu = 1,3)$ [4]. Експериментальні значення власних частот коливань моста перевищують розрахункові значення, що

є непрямым свідченням більшої жорсткості конструкцій прогонових будов у порівнянні з їх розрахунковими значеннями.

Висновки

Останнім часом у будівництві мостів за кордоном широко використовуються попередньо напружені монолітні конструкції прогонових будов які мають ряд переваг у порівнянні зі збірними. Такі конструкції почали використовувати в Україні, вони є дуже перспективними для нашого мостобудування. Але досвід проектування і будівництва таких мостів в нашій державі невеликий.

Натурні дослідження однієї з перших транспортних споруд значної довжини із монолітною попередньо напруженою прогоною будовою, збудованої в Україні, показали правильність теоретичних підходів до розрахунку та конструювання такої споруди. Аналіз даних, отриманих при статичних та динамічних випробуваннях естакади показав, що всі основні параметри споруди знаходяться в межах діючих норм щодо проектування мостів.

Необхідно звернути увагу на уточнення розрахункової схеми при розрахунку рамної частини такої естакади. Наявність в окремих місцях конструкцій тріщин з шириною розкриття 0,1...0,3 мм свідчить про необхідність вдоско-

налення технології бетонування при зведенні таких мостів. Варто відмітити, що підчас випробувань ці тріщини не розвивалися, і заповнення цих тріщин ін'єкційними матеріалами та нанесення захисного покриття дасть можливість забезпечити проектну довговічність конструкцій.

Естакада вздовж вулиці Набережно-Хрещатицька в м. Києві в складі будівництва Подільського мостового переходу через р. Дніпро в м. Києві придатна для експлуатації під тимчасове вертикальне навантаження, що відповідає класу навантаження А-15 і НК-100. Технічний стан моста класифікується як справний (стан 1).

Таблиця 4

Показник роботи конструкції α

№ з/п	Схема завантаження (переріз)	Максимальне значення пружних вимірювань прогинів, f_{el} , мм	Максимальне значення залишкових вимірювань прогинів, f_T , мм	α , (f_T / f_{el})
1	2	3	4	5
1	№ 1 (середина прогону 9-10)	5,32	0,11	0,02
2	№ 2 (середина прогону 9-10)	4,80	0,17	0,03
3	№ 3 (середина прогону 8-9)	7,17	0,21	0,03
4	№ 4 (середина прогону 7-8)	8,20	0,20	0,02
5	№ 5 (середина прогону 6-7)	8,52	0,66	0,08
6	№ 6 (середина прогону 5-6)	9,00	0,40	0,04
7	№ 7 (середина прогону 4-5)	10,60	0,20	0,02
8	№ 8 (середина прогону 3-4)	10,40	0,30	0,03
9	№ 9 (середина прогону 2-3)	6,90	0,20	0,03
10	№ 10 (середина прогону 1-2)	7,10	0,1	0,01
11	№ 1 2 (опора Оп-6)	8,30	-0,10	-0,01
12	№ 13 (опора Оп-7)	5,40	0,20	0,04
13	№ 14 (опора Оп-5)	8,60	0,10	0,01

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Калашников, Н. А. Анализ конструкций железобетонных мостов [Текст] / Н. А. Калашников. – М.; Транспорт. – 184 с.
2. Смирнов, В. Н. Строительство мостов и труб [Текст] / В. Н. Смирнов. – СПб.: Изд-во ДНК, 2007. – 288 с.
3. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
4. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]. – Введ. 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]. – Введ. 2010-03-01. – К. Мін регіон буд. України, 2009. – 42 с.
6. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]. – Введ. 2009-11-11. – К. Мін регіон буд. України, 2009. – 73 с.

Надійшла до редколегії 14.04.2011.
Прийнята до друку 28.04.2011.

БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНІ ТЕНЗОРЕЗИСТОРИ (ДАВАЧІ)

Вибрані і проаналізовані тензорезистори (давачі) постійного опору для еластичних елементів різних конструкцій (як найраціональніший елемент апаратури для дослідження тензорезистивних характеристик). Представлені конструкція і принцип роботи чутливих елементів апаратури для досліджень.

Ключові слова: тензорезистор, температура, деформація, вологість

Выбраны и проанализированы тензорезисторы постоянного сопротивления для эластичных элементов различных конструкций (как самый рациональный элемент аппаратуры для исследования тензорезистивных характеристик). Представлены конструкция и принцип работы чувствительных элементов аппаратуры для исследований.

Ключевые слова: тензорезистор, температура, деформация, влажность

The console beam of equal resistance of bending from different constructions of elastic elements (as the most rational element of the apparatus for investigation of strain-resistive characteristics) has been chosen and analyzed. The construction and the principle the work of apparatus for the investigation of strain-resistive sensing elements have been given in the present work.

Keywords: resistive-strain sensor, temperature, deformation, damp

Вступ

Якість вимірювальних систем (ВС) здебільшого визначається характеристиками використаних у них тензорезисторів. До цих характеристик ставлять дуже жорсткі вимоги. Так, наприклад, давачі повинні мати необхідні стабільні метрологічні характеристики, високу надійність роботи в умовах виробництва, бути технологічними і виготовлятися на недорогій елементній базі широкого застосування. Бажаємо, щоб вони були багатофункціональними, і водночас виборчими до величини, що вимірюється і не виборчими до всіх інших величин, що надходять на вхід ВС. Давачі повинні мати малі габарити і невелику масу, а їхня конструкція – чинити мінімальний вплив на досліджуваний об'єкт і на похибку виміру фізичної величини.

Під багатофункціональним тензорезистором (БТ) розуміється сукупність одного або декількох конструктивно об'єднаних чутливих елементів, розміщених в зоні дії декількох фізичних величин, що сприймають інформацію про розмір цих величин, і формують відповідні сигнали [1].

На сьогодні в країні не задоволений попит на давачі. Поряд з мікроелектронними давачами дискретні застосовують ширше. Наприклад, температуру газових потоків вимірюють серійними термоперетворювачами ТСМ, ТСП і ін. Їх недолік – значні габарити, інерційність [2, 3]. Перевагою давачів, що розробляються сьогодні на основі мікрокристалів – ниткоподібних кри-

сталів (НК), є розширення робочого інтервалу вимірів, підвищення точності і швидкодії [4].

Можливість одержання з допомогою БТ інформації про декілька вхідних величин, дія яких зосереджена у відносно невеликому просторі, визначає їхнє широке використання при вирішенні багатьох науково-дослідних і виробничих завдань. Єдина технологія виробництва давача і вимірювально-перетворювальної частини БТ дозволяє створити інтелектуальні технічні засоби з розширеними функціональними можливостями.

БТ застосовують в машинобудуванні – при діагностиці різноманітних машин і механізмів; в сільському господарстві – при розробці засобів кількісної оцінки впливу різноманітних факторів на розвиток, стан і продуктивність посівів; в медицині – при діагностиці функціонального стану і різноманітних захворювань людини; в системах автоматичного контролю – при вимірюванні фізичних величин і видачі сигналів аварійної ситуації, інших областях науки і техніки. На сьогодні є роботи про багатофункціональні давачі, що опубліковані в 1989 [1] та 1990 рр. [5], розрізнені публікації. Розглянемо основні типи давачів БТ, поділивши їх на чотири групи:

- температури і деформації;
- температури і швидкості потоку, витрати;
- температури і вологості;
- температури і магнітного поля.

Після цього зупинимось на давачах тиску і витрати, наведемо опис давачів для виміру 3-х фізичних параметрів, а також – характеристики деяких функціональних матеріалів.

Давачі температури і деформації

Для виміру температури і деформацій використовують тензотермодавачі (рис. 1) дріт'яні давачі, що складаються з тензочутливого і термочутливого елементів, які розташовані на одній основі. Термочутливий елемент, виконаний з термочутливого матеріалу, охоплює тензочутливий елемент з трьох сторін одним або декількома витками. Таке розташування термочутливого елемента дозволяє виміряти середню температуру поля навколо тензочутливого елемента, що буде найбільш близькою до середньої температури тензочутливого елемента тензодавача [6].

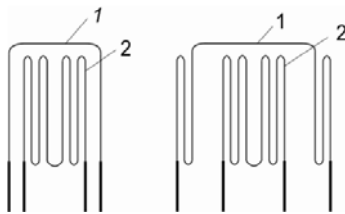


Рис. 1. Схема тензотермодавача:

1 – термочутливий елемент; 2 – тензочутливий елемент

Інший засіб монтажу тензо- і термодавачів полягає у виготовленні чутливого елемента (ЧЕ) з матеріалу деталі, на якій закріплюють давач з під'єднувальними вимірювальними дротинами. В деталі роблять заглиблення, встановлюють і закріплюють ЧЕ з давачем, а вимірювальні дротини пропускають через вивідний канал. З метою підвищення точності вимірів, у поверхневому шарі деталі при термоударних діях потоку робочого середовища, ЧЕ виготовляють у вигляді пластини, заглибленню в деталі надають східчастої форми. Причому розміри верхнього східця заглиблення відповідають розмірам пластини, а встановлюють пластину в заглиблення на одному рівні з поверхнею деталі давачем всередину [7].

Розроблено прилад для контролю тиску і температури [8]. Прилад РРТ реалізований на основі однокристалльної мікро-ЕОМ і призначений для вимірювання і контролю допустимих значень температури, тиску, як нормального так і максимального.

На основі плівок ЦТС (цирконат титанату свинцю) [9] отримані давачі температури і динамічних деформацій поверхні з такими характеристиками: початкова ємність $C_0 = 500$ нФ;

тангенс кута діелектричних втрат $\text{tg}\delta < 0,02$; п'єзомодуль $d_{33} = 8,10^{12}$ Кл/Н; чутливість 107 В/м; робочий діапазон частот від 10^{-1} до 10^8 Гц; робочий діапазон температур $-50 \dots +250$ °С і деформацій від 10^{-8} до 10^{-3} відносних одиниць; площа $S = 3$ мм²; товщина $h = 0,5$ мм.

У сучасній вимірювальній техніці важливе місце належить п'єзореzonансним давачам [10]. Серед багатофункціональних давачів часто виділяють такі, в яких підсумковий сигнал ЧЕ розділяється на складові, що несуть інформацію про відповідні вхідні величини БТ.

Параметричний БТ, описаний в роботі [11], виконаний на основі п'єзокераміки і дозволяє вимірювати температуру і тиск в діапазонах від 40 до 150 °С та від 0 до 2,42 МПа, відповідно. П'єзокерамічний елемент живиться від джерела постійного струму і зміна напруги на ньому несе інформацію про температуру. Вимірювання тиску ґрунтується на традиційному прямому п'єзоєфекті.

Схема БТ, де як чутливий елемент використано ниткоподібний монокристал кремнію з орієнтацією росту $\langle 111 \rangle$, із сформованим на ньому p - n -переходом і точковими контактами наведена на рис. 2 [12]. Ділянка з провідністю p -типу такого монокристала служить тензочутливим елементом. Ділянка з p - n -переходом використовується для виміру температури.

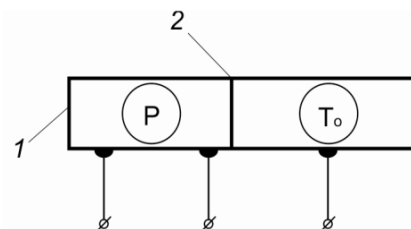


Рис. 2. Схема БТ для вимірювання зусиль F та температури:

1 – монокристал кремнію; 2 – p - n перехід

Конструкція, що наведена в роботі [13], має вигляд двох п'єзокварцевих резонаторів на одній пластині. БТ призначений для виміру температури і механічних зусиль.

П'єзореzonансні давачі застосовують для одночасного виміру тиску і температури рідини, газу і т.д. [14]. Пристрій містить давачі, виконані у вигляді п'єзореzonаторів, що з'єднані відповідно з одним і двома автогенераторами, опорний генератор, формувач сигналу різницевої частоти, блок відображення. На п'єзореzonаторі 1 водночас впливають тиск і температура, на п'єзореzonатор 2 – тільки температура. За умови, що п'єзореzonатори і тер-

мостатований п'єзореzonатор опорного генератора зроблені з однієї заготовки і мають один і той же зріз і однакові резонансні частоти, на виходах формувача різницевої частоти отримаємо сигнали, пропорційні на одному – тиску, а на іншому – температурі вимірюваного середовища. Досліджувані вхідні величини можуть бути незалежні одна від одної і тоді можливе їхнє сприймання за допомогою давачів, селективних до окремих величин БДС.

Зупинимось на конструкціях давачів з ниткоподібних кристалів.

У [15] наведений опис БДС для одночасного виміру зусилля і температури, що виготовлений на базі ниткоподібних кристалів кремнію діаметром 30...70 мкм з орієнтацією осі росту $\langle 111 \rangle$ (рис. 3.) Центральна частина такого давача має провідність n -типу, а навколишній її зовнішній шар – p -типу. До кристала з провідністю n -типу (термоелемент) приварювались контакти з платиного мікродроту, легованого сурмою, а до шару з провідністю p -типу, тензоелемент – мікродроту з чистої платини. Початковий опір термоелемента складає 100...1000 Ом при температурі $T = 20 \pm 5^\circ\text{C}$. Давач має малий показник теплової інерції 50...80 мс, високий коефіцієнт тензочутливості дорівнює 65. Малі габарити (1...4×0,05×0,05 мм) дозволяють вимірювати деформацію і температуру в просторово обмежених ділянках об'єкту досліджень.

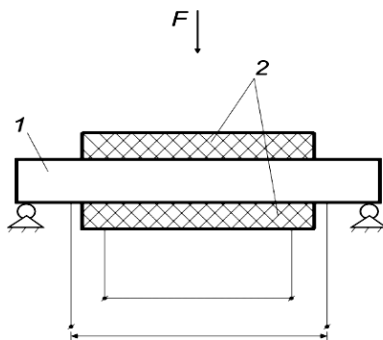


Рис. 3. Схема БДС для вимірювання зусилля F та температури T :

1 – ниткоподібний кристал n -типу; 2 – шар p -типу.

У [16] розглядається можливість створення первинного перетворювача на основі ниткоподібного кристала кремнію з аксіальним p - n -переходом для незалежного і одночасного виміру деформації і температури. Це стало можливим, оскільки в мікрооб'ємі ниткоподібного кристала (НК) містяться області n і p -типу провідності, розділені p - n -переходом. Шар p -типу володіє тензочутливістю $K_p = 60...65$, а n -

типу $K_{11} = 5...7$. Зміщений в зворотному напрямі p - n -перехід має опір $10^8...10^{10}$ Ом, високу чутливість до температури (10^4 Ом. K^{-1}) і малу величину $K_{p11} = 0,3$. Тому області n і p -типу провідності надійно ізолюються одна від одної зворотно зміщеним p - n -переходом. Взаємний вплив p - і n -областей одна на одну складає $10^{-2}...10^{-3}\%$. Центральна область n -типу і p -шар використовуються для виміру деформації, а зворотно зміщений p - n -перехід – для виміру температури.

Робочий діапазон температур 77...400 К, деформацій дорівнює 0,3. Габарити ЧЕ 3...6×0,06×0,06 мм. Схема наведена на рис. 4.

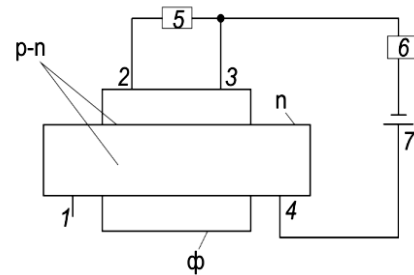


Рис. 4. Схема давача на основі НК кремнію з аксіальним p -переходом для незалежного вимірювання деформації і температури:

1-4 – відвідні контакти; 5, 6 – вимірювальні прилади; 7 – джерело струму.

У [17] визначені оптимальні розміри і форма такого перетворювача. При зміні температури перетворювач має практично нульову чутливість до деформації. Розраховані розміри перетворювача і подані рекомендації для практичного застосування.

Розроблений тензодавач для одночасного виміру деформації і температури, що містить тензо- і термочутливі елементи, ізоляційне покриття (рис. 5). Тензочутливий елемент виконаний у вигляді ниткоподібного кристала трубчатого форми, всередині якого встановлений у вільному стані термочутливий елемент. Як тензочутливий елемент використаний ниткоподібний кристал телуру, а як термочутливий – НК твердого розчину арсено-фосфіду галію, що легований сіркою [18].

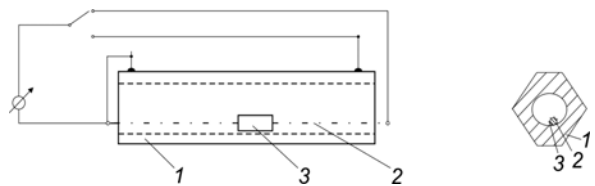


Рис. 5. Тензотермодавач:

1 – тензочутливий елемент трубчатого форми; 2 – ізоляційне покриття; 3 – термочутливий елемент

Давачі температури і швидкості потоку

Основну групу датчиків для виміру швидкості потоку і температури складають терморезистивні давачі.

Анемометром називають прилад для виміру потоку, що базується як на електричному (терморезисторний анемометр, або анемометр з підігрівною спіраллю), так і на механічному (анемометр з крильчаткою) принципі дії.

Опір терморезистора з негативним ТКО типу М85 (фірма Siemens) змінюється від 10 кОм при 20 °С до 3 кОм при 100 °С. Опір моста складає 1 кОм [19].

Пристрій для одночасного виміру температури і швидкості потоку (рис. 6), містить термоанемометр постійної температури і термоанемометр опору, вихід якого з'єднаний із входом змінного резистора, включеного в міст термоанемометра через блок компенсації. Відрізняється прилад тим, що з метою розширення частотного діапазону виміру температурних пульсацій потоку, в нього введений додатковий термоанемометр постійної температури, в вимірювальний міст якого включений терморезистор і змінний резистор, при цьому вихід термоанемометра опору з'єднаний зі змінним резистором додаткового термоанемометра [20].

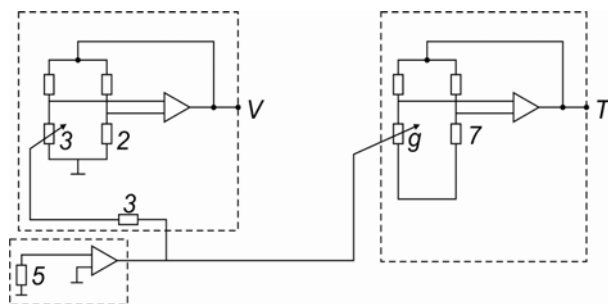


Рис. 6. Пристрій для одночасного вимірювання температури та швидкості потоку

Поліпшення метрологічних характеристик часто досягають схемними рішеннями. Наприклад, з метою підвищення точності виміру шляхом поліпшення частотної корекції термодавача вимірювального перетворювача температури в нього введено сустратор, квадратор, помножувач, інтегратор, перший і другий резистори, коректуючий підсилювач та інвертор. До входу інвертора підключені вихід коректуючого підсилювача і другий резистор, що послідовно з'єднаний з першим резистором і першим входом помножувача, другий вхід якого через послідовно з'єднаний сустратор і квадратор підключений до входу термоанемометра постійної температури. При цьому вихід помно-

жувача з'єднаний через інтегратор з першим резистором і першим входом коректуючого підсилювача, другий вхід якого з'єднаний з виходом вимірювального перетворювача температури [21].

З метою підвищення точності виміру швидкості потоку в схему термоанемометра введений дільник сигналів, один вхід якого під'єднаний до давача термоанемометра, інший – до високостабільного резистора, а вихід – до інвертуючого входу підсилювача зворотного зв'язку, неінвертуючий вхід якого з'єднаний з виходом блоку компенсації [22].

Відомий термоанемометр [23], у якого ЧЕ виконаний з графіту. Графітові волокна (ГВ) одержуються піролізом, що дешевше від одержання металевих волокон протяжкою і травленням. Графіт має вищу межу міцності на розтяг – до 50000 кН/см², що дозволяє робити більш тонким ГВ – до 2 мкм а, отже, зменшує постійну масу термоанемометра. Для збільшення термостійкості ГВ покривають карбідом кремнію, товщиною 0,1...5 мкм. Можуть застосовуватися ГВ, насичені бором від 0,001 % до 1 % по вазі, що збільшує температурний коефіцієнт електричного опору (ЕО) і робить ЕО постійним в робочому діапазоні температур. Використовують графіт з такими додатками, як FeCl₃CoCl₂Br₂, що збільшують температурний коефіцієнт ЕО. ГВ одержують піролітичною декомпозицією вуглеводів: бензолу, ацетилену або метану. ГВ має при 20 °С ЕО від 50 до 100 мкОм.см і температурний коефіцієнт ЕО не нижче 0,001С⁻¹. ГВ має високу теплопровідність (500 Вт/м.К) і низьку теплоємність – 2,5 кал/моль. К при 20 °С.

У [24] розглядається можливість створення малоінерційного ЧЕ термоанемометра на основі НК Si, що вирощували методом хімічних газотранспортних реакцій. На рис. 7 показана блок-схема термоанемометра, терморезистор 1 виконаний з одного НК. Електроди 2 виконані з мідного дроту $d = 0,3$ мм, і жорстко закріплені в утримувачі 3, що в свою чергу кріпиться на трубі 4, $d_{\text{внутр}} = 10$ мм. Утримувач влаштований так, що терморезистор переміщується вздовж осі x паралельно своєму початковому положенню. Це дозволяє виміряти градієнт швидкості потоку по перетину труби 4. Конструкція термоанемометра дає можливість контролювати температуру газового потоку тим же терморезистором, працює в режимі малого робочого струму і не більше $2 \cdot 10^{-4}$ А.

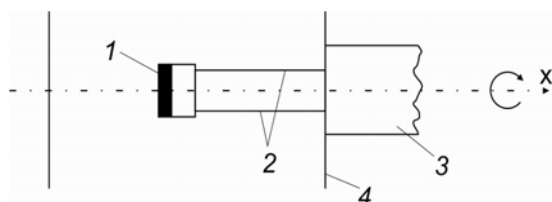


Рис. 7. Термоанемометр з ЧЕ на основі НК:
1 – терморезистор; 2 – електроди; 3 – утримувач;
4 – труба

В [25] описаний термоанемометр, що містить два паралельно розташовані, жорстко скріплені і електрично-ізовані ниткоподібні кристали напівпровідника (рис. 8), один з яких служить термоелементом, інший – підігрівачем, тиристорний генератор імпульсів з накопичувальним конденсатором, включеним паралельно з тиристором, до керуючого електроду якого приєднаний один з виводів термоелемента.

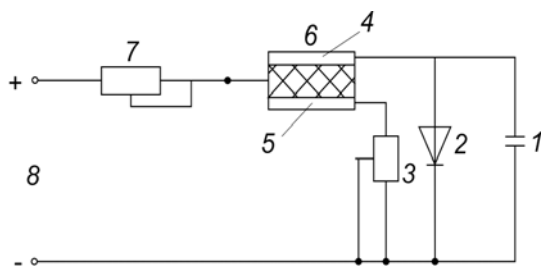


Рис. 8. Вимірювальна схема термоанемометра з НК:
1 – конденсатор; 2 – тиристор; 3 – регулюючий резистор;
4, 5 – виводи НК; 6 – термодатчик; 7 – резистор навантаження; 8 – джерело живлення

Анод тиристора, з метою підвищення чутливості, з'єднаний через підігрівач з термоелементом, а його керуючий вхід через змінний резистор з'єднаний з мінусом джерела живлення.

Розроблені термоанемометри [26] для вимірювання як малих $0...1,5$ м/с, так і великих до 15 м/с швидкостей потоку повітря, чутливими елементами яких є ниткоподібні кристали твердого розчину $\text{GaP}_x\text{As}_{1-x}$ складу $x = 0,4$. Основні параметри термоанемометра визначаються характеристиками терморезистора (ТР): опір ТР в інтервалі $293...473\text{K}$ описується, як $R = R_0 \exp(\Delta\varepsilon/kT)$, де $\Delta\varepsilon = 0,3\text{B}$, а температурний коефіцієнт опору (ТКО) досягає значення $6,3\text{ \%}/\text{K}$ (300K).

Конструктивно термоанемометр [27] містить утримувач, чутливий і компенсаційний елементи, джерело постійного струму, блок виміру і реєстрації. Особливістю його є те, що з метою зменшення похибки шляхом лінеаризації вихідної характеристики і підвищення чутливості, чутливий елемент виконаний з нитко-

подібного кристала $\text{GaAs}_{0,6}\text{P}_{0,4}$ легованого Cu і Si , концентрація яких складає відповідно $5 \cdot 10^{17}$ або 10^{18} см^{-3} і $5 \cdot 10^{17}\text{ см}^{-3}$.

Давачі температури і вологості

Для виміру вологості газів застосовують різноманітні типи давачів: електричні психрометри, гігрометри точки роси, гігрометри з підігрівними давачами, електролітичні давачі, зокрема сорбційні і ін.

Для електричних гігрометричних давачів з оксидним шаром розроблений [28] засіб температурної компенсації. Схема такого гігротермодатчика показана на рис. 9. На внутрішній і зовнішній циліндричних поверхнях тонкостінної алюмінієвої трубки 1 є оксидні шари 2 і 3; поверх цих шарів нанесені графітові шари, що проводять струм (електроди) 4.

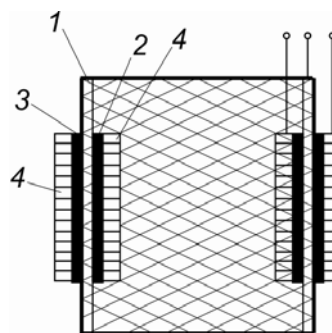


Рис. 9. Гігротермодавач:
1 – трубка алюмінієва; 2, 3 – оксидні шари; 4 – електроди

Внутрішня поверхня трубки 1 заповнена вологоізолюючим лаком 5, внаслідок чого вологочутливий шар 3 перебуває в гігротермічній, а шар 2 тільки в термічній рівновазі з навколишнім середовищем. Такий гігротермодавач дозволяє водночас вимірювати вологість і температуру.

Відомо [29] про використання чутливого до температури фериту для виміру температури і вологості повітря.

Проведені дослідження деяких фізичних параметрів одного з феритів, який поєднує феромагнітні і напівпровідникові властивості. Досліджували зразок (рис. 10) у формі кільця із зовнішнім діаметром 13 мм і внутрішнім 9 мм при товщині 4,5 мм. Опір зразка R змінюється з температурою T за законом $R = R_{0\text{exp}}(B/T)$, де R_0 , B – параметри матеріалу. Опір падає в інтервалі температур $0...60\text{ }^\circ\text{C}$ від 900 до 10 кОм. Магнітний опір росте з температурою до точки Кюрі $35\text{ }^\circ\text{C}$. Пориста структура фериту призводить до адсорбції парів води з навко-

лишнього середовища. В результаті опір зразка при температурі 10 °С падає із зростанням відносної вологості від 55 до 95 % в межах від 14 до 12 кОм. Відзначимо, що магнітні елементи – ферити можна використовувати, як комплексні перетворювачі температури і вологості повітря.

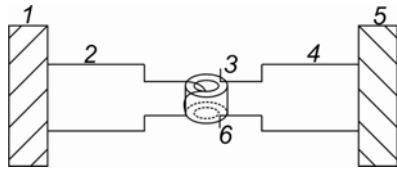


Рис. 10. Структура термоволожної вимірювальної системи

У [30] описується прилад, призначений для виміру вологості і температури повітря. Він складається з напівпровідникового термоелемента – високочутливого малоінерційного вологочутливого первинного перетворювача і перетворювача температури – напівпровідникового терморезистора. В [31] описується комплект апаратури, призначений для виміру температури і відносної вологості в звичайних і вибухонебезпечних газових середовищах. В нього входять первинні хлористо-літєві перетворювачі в звичайному виконанні ДВ-1К і в вибухоіскробезпечному виконанні ДВ-1В, та нормуючий перетворювач. Прилад забезпечує вимір відносної вологості в діапазоні 30...98 % при температурі середовища 5...50 °С з похибкою <1,5 %, і температури від 0 до 100 °С з похибкою <0,1 °С.

У [32] запропонований малогабаритний давач для виміру температури і відносної вологості. На підкладці з електроізоляційного матеріалу, наприклад, корунда, виконаної в формі тонкої прямокутної пластини, в відповідних її областях сформовані перший гребінчастий електрод для фіксації температури і давач відносної вологості, що містить два гребінчастих лінійних електроди, які покриті органічною високополімерною плівкою, електричний опір якої змінюється при зміні вологості.

Давач фірми Humicerat (Японія) побудований на базі кераміки з пористого напівпровідника *p*-типу [33]. БДП для виміру температури і вологості складається з кераміки (структура $\text{BaTiO}_3\text{-SrTiO}_3$) з оксидно-рутенієвими електродами, до яких приварені відводи нагрівача і підкладки (рис. 11).

У цьому випадку використовується явище адсорбції вологи керамікою з відповідною зміною її активного опору. При вимірі ж темпера-

тури використовується залежність ємнісної складової.

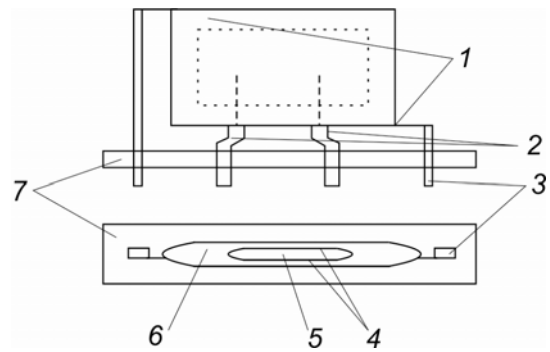


Рис. 11. Схема БДП фірми «Humicera»: 1 – відводи нагрівача; 2 – відводи кераміки; 3 – клеми; 4 – оксидно-рутенієві електроди; 5 – кераміка; 6 – нагрівач; 7 – підкладка

Одна з японських фірм пропонує БДС для виміру температури і відносної вологості повітря (рис. 12) з пористої керамічної підкладки з електродами, чутливим елементом до вологості, на одну з поверхонь якої додатково нанесений термочутливий елемент [34].

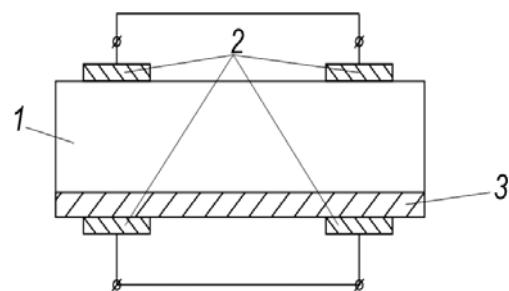


Рис. 12. Схема БДС для вимірювання температури та відносної вологості повітря: 1 – підкладка; 2 – контактні площадки; 3 – термочутливий елемент

Давач фірми Humicag (Японія) [35] призначений для виміру температури від – 4 до +80 °С і відносної вологості від 0 до 100 %. Він виконаний у вигляді тонкоплівкового конденсатора. Вимір вологості ґрунтується на використанні залежності діелектричної проникливості полімерної плівки від вологості. В якості чутливого елемента температури застосований мініатюрний напівпровідниковий терморезистор.

У [36] розглядається термоелектричний давач вологості (рис. 13), що містить ЧЕ у вигляді гілок напівпровідникового матеріалу, що утворюють мікромодуль; на поверхні одних спаїв розміщений піддон з теплопровідного матеріалу з розташованою в ньому пластинкою з пористого матеріалу, що змочується; ресстрований сигнал складає 0...10 мВ; діапазон відносної вологості 20...90 %, температура +5...+50 °С. Число гілок

64, розміри 4,9×4,9×2,6 мм. Інерційність 12...35 с.

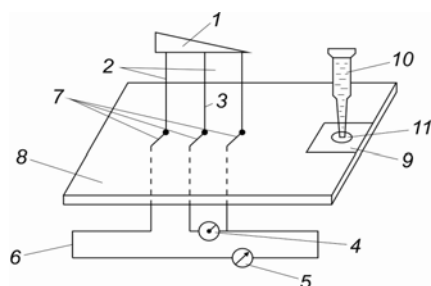


Рис. 13. Термоелектричний давач вологості:

1 – чутливий елемент; 2, 3 – контактні гілки;
4 – перемикач; 5 – вимірювальний прилад;
6 – струмовідводи; 7 – ламельки; 8 – тримач; 9 – паперова стрічка; 10 – зволожувач; 11 – отвір

З метою підвищення швидкодії і мініатюризації ЧЕ давача виконаний з монокристала телура голчастої форми, до вістря якого притиснутий пористий матеріал, що змочується, у вигляді паперової стрічки, а контактні гілки утворені приваркою до ЧЕ золотого мікродроду. Давач містить ЧЕ 1, контактні гілки 2 і 3, перемикач 4, вимірювальний прилад 5, струмовідводи 6, ламельки 7, тримач 8, паперову стрічку 9, зволожувач 10, отвір 11. Розміри ЧЕ 5,0×0,20×0,35 мм [37]. В цьому випадку частина кристала використовується, як давач вологості (вимірюється термо-е.р.с.), а частина, як термо-резистор. В [38] описаний вимірювальний перетворювач температури і вологості. Вказано його особливості і переваги над існуючими. Дано основні характеристики, похибка складає 2 %. Наведений зовнішній вигляд і розміри конструкції.

Давачі температури і магнітного поля

В нинішній час окрім традиційних гальваномагнітних приладів: магніторезисторів, магніто-діодів, магнітотранзисторів та інших [39] широко використовуються давачі на магніточутливих інтегральних схемах, гетероструктурах, надрешітках. Виявлений гігантський магніторезистивний ефект в пермалоевих плівках NiFe, багатокомпонентних сполуках $\text{La}_{1-x}\text{Ga}_x\text{MnO}_3$ [40].

Виходячи з вимоги мініатюризації і підвищення точності вимірів, виникає необхідність об'єднати функції виміру магнітного поля і температури в одному приладі, що має істотне значення в вузьких щілинах і обмеженому просторі магнітних систем. У [41] описаний такий давач температури і магнітного поля. Система складається з двох шарів *n-p*-напівпровідників

епітаксійного GaAs, нанесених з двох сторін напівізолюючої підкладки. Оскільки постійна Холла для GaAs *n*-типу слабо залежить від температури, то він може служити давачем магнітного поля. Чутливість датчика 5,2 мВ/кГс. Коефіцієнт нелінійності в межах 40 кГс – 0,26 %. Шар GaAs *p*-типу служить давачем термометра опору. Температурний коефіцієнт його рівний 0,05 град.⁻¹ в діапазоні 4,2...25 °С. Система може служити для одночасного визначення температури і магнітного поля.

Пропонується давач з НК [42] (рис. 14, А), що складається також з двох активних елементів, розташованих на одній підкладці. В якості давача магнітного поля використаний давач Холла з ниткоподібного монокристала InSb з питомим опором $2 \cdot 10^{-3}$ Ом.см і концентрацією носіїв $4,1 \cdot 10^{16}$ см⁻³, температурний дрейф сигналу не перевищує 0,01 %К в діапазоні 77+200К, а в діапазоні (200...350)К максимальна величина температурного дрейфу чутливості <2,0 %К.

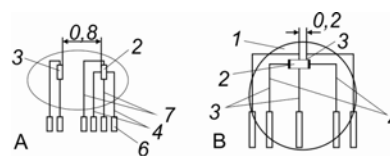


Рис. 14. Давачі магнітного поля і температури:

1 – підкладка; 2 – датчик Холла; 3 – датчик температури;
4 – холлівські електроди; 5 – температурно-чутливий контакт; 6 – мідні відводи; 7 – струмові електроди

Як давач температури використовують терморезистор з ниткоподібного монокристала GaAs з концентрацією дірок $2 \cdot 10^{17}$ см⁻³ і питомим опором 0,1 Ом.см при $T = 300\text{К}$. Похибка, обумовлена магнітним полем $B = 30$ кГс, складає 2 % в інтервалі температур (77...200)К і 0,2 % в діапазоні (200...350)К. Таке спільне застосування двох датчиків дозволило підвищити точність виміру магнітного поля і температури, завдяки тому, що в діапазоні 77+200К температурною похибкою виміру магнітного поля можна знехтувати, а в показання давача температури внести відповідну поправку по відомому магнітному полю. В діапазоні температур (200...350)К, нехтуючи впливом магнітного поля на опір давача температури, початково вимірюємо температуру, а індукцію магнітного поля визначаємо по вихідній напрузі давача Холла і значенню його чутливості при даній температурі.

Наступний тип приладу, що поєднує функції давача Холла і давача температури, це давач з GaAs, до якого приварено п'ять золотих електродів.

родів, причому чотири електроди разом з кристалом утворюють елемент Холла, а п'ятим електродом (контакт GaAs-Au) вимірюється температура. Температурний коефіцієнт опору контакту $\gamma = \frac{\Delta R_k \cdot 100}{R_{K_{300} \Delta T}} \%$ може складати 2,5 % K.

Для зменшення впливу магнітного поля на опір контактів, останній легують акцепторною домішкою, що дозволяє знизити до 1 % похибку у вимірі температури (див. рис. 14, B).

Була розглянута технологія виготовлення давачів Холла з монокристалів GaAs *n*-типу, одержуваного технікою епітаксії, і їхні властивості в магнітних полях до 8T при температурі рідкого гелію і кімнатній температурі. Порівнювалися властивості датчиків, виготовлених з GaAs з концентрацією електронів $1,3 \cdot 10^{16} \text{ см}^{-3}$ до $4,3 \cdot 10^{18} \text{ см}^{-3}$, з точки зору їхнього застосування, для виміру сильних магнітних полів при низьких температурах [43].

Описані властивості мікромініатюрних датчиків Холла, виготовлених з плівок InAs методом групової технології, що базується на багат шаровому напиленні і фотолітографії [44].

Елементи Холла описані і в інших джерелах [45-47]. Розглядаються засоби підвищення чутливості, а також різноманітні конструктивні рішення. Датчики застосовуються, для виміру температури, а також напружень, зусиль переміщення тощо.

Інші типи давачів

Зупинимось на багатофункціональних датчиках, призначених для виміру 3-х фізичних параметрів.

Схема БДС для виміру трьох фізичних величин (рис. 15) включає в себе мембрану, виконану у вигляді кремнієвої пластини, отриманої анізотропним травленням, ситалову підкладку, на яку засобом вакуумного напилення нанесена шарова структура, що складається з металевого електрода, гігроскопічного матеріалу на основі окису алюмінію і платинового плівкового термометра опору, виконаного в формі меандра [48].

Давач, описаний в роботі [49] містить (рис. 16) п'єзокерамічний елемент у вигляді пустотілого циліндра, на внутрішній поверхні якого засобом впалювання створений суцільний шар срібного струмопровідного електрода, а на зовнішній – два інших шари, для забезпечення диференційного включення п'єзоелемента в підсилювачно-перетворювальний при-

стрій. На п'єзоелемент нанесений шар гігроскопічного матеріалу і шар струмопровідного електрода, проникливого для молекул води.

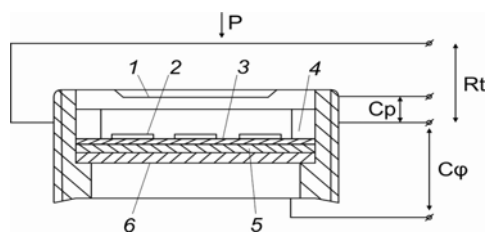


Рис. 15. Схема БДС для вимірювання тиску, температури і відносної вологості повітря:

1 – кремнієва мембрана; 2 – плівковий терморезистор; 3 – окис алюмінію; 4 – контактна площадка; 5 – алюмінієвий електрод; 6 – ситалова площадка

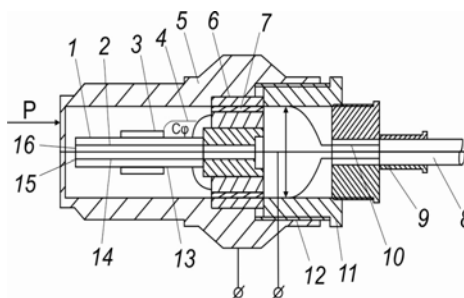


Рис. 16. Конструкція БДС для вимірювання тиску, температури і відносної вологості:

1, 2 – електроди перетворювача тиску; 3 – гігроскопічний матеріал; 4 – електроди перетворювача вологості; 5, 11, 13 – електричні відводи; 6 – корпус; 7 – опорна втулка; 8 – різбова втулка; 9 – вихідний кабель; 10 – хвостовик; 12 – перехідна гайка; 14 – п'єзоелемент; 15 – електрод перетворювача тиску; 16 – термоелектрон; 17 – струмознімач; 18 – мембрана

Мідний струмознімач, що контактує з внутрішньою поверхнею п'єзоелемента, виконує додаткову функцію одного з термоелектродів термоелектричного термометра і має електричний контакт з струмопровідною металевою мембраною. До нього припаяний константановий термоелектрод. Вузол підтискування п'єзоелемента складається з різбової і опорної втулок та перехідної гайки. Для виміру тиску використовують циліндричний п'єзоелемент, що працює з деформацією зсуву. Інформацію про температуру знімають з термоелектрода і електричного відводу, з'єднаного з корпусом. При вимірі вологості молекули води, проникаючи в корпус, абсорбуються гігроскопічним матеріалом і змінюють його електричні характеристики.

У [50] описується багатофункціональний давач, що дозволяє вимірювати швидкість в потоках рідини або газу, температуру і розрідження. Використовується принцип теплопередачі при постійній температурі кристала. При

вимірах швидкості потоку відзначаються висока чутливість і значний рівень вихідного сигналу до 500 мВ. Чутливість датчика при вимірах температури 64 мВ/°С. При вимірах розрідження від атмосферного тиску до 102 мм рт. ст. вихідний сигнал змінювався на 300 мВ.

Мікроструктура перетворювача для виміру витрати і диференційного тиску описана в [51]. Розроблений фірмою Honeywell Inc., однокристальний тонкоплівковий інтегральний перетворювач (П), призначений для виміру масової і об'ємної витрат, диференційного тиску і потоку енергії газоподібних середовищ і наведені характеристики П, який має дві мостові резистивні вимірювальні схеми (МС), дві перетворювальні схеми (ПС), термокомпенсаційний нагрівний резистивний елемент і одну кремнієву підкладку. Одна МС використовується для виміру витрати або тиску, інша МС – для виміру температури. Чутливі резистивні елементи МС виробляються з металевих сплавів з високим питомим опором. Товщина елементів 1 мкм; ширина 5 мкм. Вихідні сигнали з МС подаються на ПС. Робочий діапазон виміру диференційного тиску від 0 до 250 Па. Постійна часу П рівна 0,005 с. Відзначено, що П відрізняється високою чутливістю і низькою вартістю і може виготовлятися засобом групової технології.

Фірмою Fischer und Potter, випускаються перетворювачі П, придатні для виміру статичного тиску P до 500 бар, абсолютного P до 2 бар, різниці P до 80 бар. Поріг чутливості по P 0,6 Мбар. Врахована новітня технологія в області електроніки. Забезпечується коригування «нуля» П. Похибка $\pm 0,25\%$. Перетворювачі придатні для роботи практично з будь-якими рідинами і газами. Вихідний сигнал П: 4...20 або 10...50 мА. Завдяки модульному блоку з диференціальним конденсатором, що включений в П, вони мініатюрні і дешеві [52].

Як чутливий елемент БТ часто використовують прилади різноманітного принципу дії, наприклад, тензорезистори із p - n переходи [53]. Цікавий тип давача, оснований на ефектах тензорезистивному і фоторезистивному, фототензорезистор описаний в [58].

Мікросенсиори виготовляються на основі гетеросистеми Ge/GaAs.

Кожний з таких мікросенсиорів повинен мати високу чутливість, тільки до впливу одного з параметрів, будучи практично не чутливим до впливу інших. У плівках германію на арсеніді галію це досягається шляхом варіювання рівнів легування від 10^{17} до 10^{21} см⁻³ і ступеня компе-

нсації $K = N_D / N_A$ від нуля до одиниці, де N_D і N_A – концентрація донорів і акцепторів. При цьому можливе одержання плівок як n -, так і p -типу провідності [54].

У [55] розглянута концепція приладних структур чутливих до вологості матеріалів для інтеграції в мікросхеми в рамках пленарної кремнієвої технології. Мембрани з гігроскопічного полімерабутират ацетату целюлози з внутрішніми зв'язками, що є одним з чутливих до вологості матеріалів, придатних для інтеграції, значно більш прийнятні порівняно з реактивами, що використовуються при фотолітографії за термостабільністю, поглинанням води і інших параметрах. Розроблена мікросхема з вбудованою, чутливою до вологості, мембраною з цього матеріалу та з транзисторами з ізольованим затвором.

Досліджені магнітні і основні електричні властивості температурно-чутливих магнітних напівпровідників (ТМП) [56]. Встановлено, що в області низьких температур ТМП виявляють температурну залежність і напівпровідникові властивості, аналогічні термісторам. З підвищенням температури провідність їх збільшується. Ця властивість використовується при виготовленні напівпровідникових приладів. При високих температурах спостерігається явище нелінійної провідності, відбувається різка зміна опору. Встановлено також, що з одного ТМП можна виготовити магнітні давачі і електричні давачі. При цьому можна отримати стабільний сигнал, коли обидва датчики діють водночас або роздільно. Означені властивості ТМП дозволяють використати їх в різноманітних багатофункціональних напівпровідникових приладах.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Алейтков, А. Ф. Многофункциональные датчики [Текст] / А. Ф. Алейтков, М. В. Цапенко // Измерения, контроль, автоматизация. – 1990. – № 2. – С. 50-57.
2. Болванович, Э. Й. Полупроводниковые пленки и миниатюрные измерительные преобразователи [Текст] / Э. Й. Болванович. – Минск: Наука и техника, 1987. – 214 с.
3. Аналитическая справка по микроэлектронным датчикам [Текст]. – М.: Информприбор, 1990. – 50 с.
4. Байцар, Р. И. Электромеханические, терморезистивные и фотоэлектрические преобразователи на основе монокристаллов системы SiGe [Текст] / Р. И. Байцар, С. С. Варшава, Е. П. Красножен-

- нов // Неорган. материалы. – 1996. – т. 3 – № 7. – С. 789-793.
5. Использование термочувствительного феррита для измерения температуры и влажности [Текст] // Экспресс-информация: Аналитические приборы и приборы для научных исследований. – 1989. – № 7. – С. 5-7.
6. Клокова, Н. П. Тензодатчики для экспериментальных исследований [Текст] / Н. П. Клокова, и др. – М.: Машиностроит, 1972. – 152 с.
7. Сенин, В. С. А.с. 1456770 СССР. Способ монтажа тензо- и термодатчиков [Текст] / С. В. Сенин, В. В. Поднебесев. – № 4267720/25-28; Заявлено 24.06.87; Оpubл. 07.02.89; Бюл. № 5.
8. Прибор для контроля давления и температуры [Текст]. // Druck und Temperaturmeßgerät mit Überwachungsfunktion. – Handlich und flexibel, 1990. – 112 – С. 21. – Нем.
9. Свиридов, Е. В. Сегнетоэлектрические свойства тонких пленок $Pb(Zr,Ti)O_3$ полученных ВЧ катодным распылением [Текст] / Е. В. Свиридов, В. П. Дудкевич, В. В. Мухармеев. – ЖТФ, 1985. – Т. 55. – М 5. – С. 959-961.
10. Молов, В. В. Пьезорезонансные датчики [Текст] / В. В. Молов. – М.: Энергоатомиздат, 1989. – 272 с.
11. Стипсон, В. Г. Комбинированный датчик давления и температуры [Текст] / В. Г. Стипсон, М. Хас // Приборы и элементы автоматизации и вычислительной техники: ЭИ. – 1988. – № 9. – С. 11-18.
12. Дрожжин, А. М. А.с. 1024697 СССР. Малобазный термодатчик [Текст] / А. М. Дрожжин, А. П. Ермаков // М 3402374/25-28; Заявлено 22.03.83; Оpubл. 23.06.83; Бюл. № 23. – С. 3.
13. Колнаков, Ф. Ф. А.с. 979903 СССР. Дифференциальный пьезоэлектрический преобразователь [Текст] / Ф. Ф. Колнаков, В. А. Шевелев, В. М. Читова и др. // № 3319640/18-10; Заявлено 17.07.82; Оpubл. 07.12.82; Бюл. № 45. – 55 с.
14. Бирюков, В. Я. А.с. №1509650 СССР. Устройство для измерения давления и температуры [Текст] / В. Я. Бирюков, А. Э. Вязнов // № 3972831/24-10; Заявлено 4.11.85; Оpubл. 23.09.89; Бюл. № 35.
15. Дрожжин, А. И. Малогабаритные датчики температуры и деформации [Текст] / А. И. Дрожжин, А. А. Щетинин, Н. К. Седых // Приборы и техника эксперимента. – 1977. – № 5. – С. 216-218.
16. Дрожжин, А. И. Нитевидные кристаллы кремния с аксиальным $p-n$ -переходом / А. И. Дрожжин // Дэн ВИНТИ № 2932-84. – Воронеж. – 1984. – 128 с.
17. Дрожжин, А. И. Расчет оптимальных размеров первичного преобразователя на основе нитевидного кристалла кремния с аксиальным $p-n$ -переходом [Текст] / А. И. Дрожжин, В. А. Родин, Я. К. Седых // Известия высших учебных заведений: Приборостроение. – 1989. – Т. 32. – № 1. – С. 93-95.
18. Варшава, С. С. Первичные измерительные преобразователи механических и тепловых величин на основе полупроводниковых нитевидных кристаллов [Текст] / С. С. Варшава и др. // тез. докл. Всес. конф. по инф. изм. системам ИИС-81. – Львов. – 1981. – Т. 2 – С. 63-65.
19. Виглеб, Г. Датчики [Текст] / Виглеб Г. – М.: Мир, 1989. – 196 с.
20. Повз, И. Л. А.с. 905865 СССР. Устройство для одновременного измерения температуры и скорости потока [Текст] / И. Л. Повз, Г. П. Еремин, Ю. Д. Бебко.
21. Савостенко, П. И. А.с. 1315834 СССР. Устройство для измерения температуры и скорости потоков [Текст] / П. И. Савостенко, С. П. Сербии // № 4015011/24 – 10; Заявлено 30.01.86; Оpubл. в Б.И., 1987; № 21.
22. Кузнецов, В. И. А.с. 1307345 СССР. Устройство для одновременного измерения температуры и скорости потока [Текст] / В. П. Кузнецов и др. // № 3944948/24-10; Заявлено 23.08.85; Оpubл. в В.И., 1987; № 16.
23. Пат. 4648271 США. Термоанемометр с чувствительным элементом из графита. Anemometer having a graphite fiber hot wire [Текст] / Woolf Laurence. – № 806761; Заявлено 09.12.83; Оpubл. 10.03.87.
24. Дрожжин, А. И. Термоанемометр для малых скоростей потока [Текст] / А. И. Дрожжин и др. // Измерительная техника. – 1980. – № 10. – С. 33-35.
25. Дрожжин, А. И. А.с. 1571512 СССР. Термоанемометр [Текст] / А. И. Дрожжин, А. П. Ермаков. – Воронежский политехнический и-т.
26. Варшава, С. С. Разработка термоанемометров на основе нитевидных кристаллов арсено-фосфида галлия [Текст] / С. С. Варшава и др. // Материалы III научно-техн. семинара по электронным датчикам, сентябрь 1989. – М.: ЦНИИ «Электроника». – 1989. – 165 с.
27. Варшава, С. С. А.с. 1569858 СССР. Термоанемометр [Текст] / С. С. Варшава и др. – 1990. – № 21.
28. Берлинер, М. А. Измерение влажности [Текст] / М. А. Берлинер. – М.: Энергия. – 1973. – 400 с.
29. Seni, Kyoshiro Использование чувствительного к температуре феррита для измерений температуры и влажности воздуха [Текст] / Seni Kyoshiro, Snida Jun-Achi, Murakami Koichi // IEEE Trans. Instrum. and meas. – 1988. – 37, № 3. – С. 466-470. – Англ.
30. Исмаилов, Т. А. Полупроводниковый термоэлектрический измеритель влажности и температуры воздуха [Текст] / Т. А. Исмаилов // Приборы и техн. эксперим. – 1989. – № 4. – С. 249.
31. Циделко, В. Д. Комплект аппаратуры для измерения температуры и относительной влажности

- газовых сред [Текст] / В. Д. Циделко и др. // Приборы и техн. эксперим. – 1981. – № 5. – 228 с.
32. Симидзу, Акира Датчик температуры и влажности [Текст] / Акира Симидзу, К. К. Сяпу // Заявка 62-156551, Япония. Заявл. 28.12.85. № 60-297455; Оpubл. 11.07.87. МКИ G 01 №27 / 12, G 01 K7/16.
 33. Цунэдзи, Нитта. Керамические многофункциональные датчики [Текст] / Нитта Цунэдзи // Автоматика, телемеханика и вычислительная техника: РЖ. – 1981. – № 7. – С. 12.
 34. Пат. 57-56719, Япония. Датчик температуры и влажности [Текст] / Мацусита Дэнки Санге К. К. – № 53-9103; Заявлено 30.01.78; Оpubл. 01.02.82 // Изобретения в СССР и за рубежом. – 1983. – № 14. – С. 89.
 35. Messamformer fur Tenchte und Temperature [Текст] // Regelungstechnische Praxis. – 1977. – Vol. 19. – № 5. – P. 151.
 36. Исмаилов, И. А. Полупроводниковый термоэлектрический измеритель влажности и температуры воздуха [Текст] / И. А. Исмаилов // Приборы и техн. эксперим. – 1989. – № 4. – С. 249.
 37. Варшава, С. С. А.с. 1784901, СССР. Термоэлектрический датчик влажности [Текст] / С. С. Варшава, З. И. Возный, В. Р. Григорова // Заявл. 15.06.90; Оpubл.
 38. Измерительные преобразователи температуры и влажности [Текст] / Jamada Masaru // Кэйссоку гидззюйд. Instrum and Autom. – 1989. – L7, № 1,86-87. – Яп.
 39. Викулин, И. М. Гальваномангнитные приборы [Текст] / И. М. Викулин, Л. Ф. Викулина, В. И. Стафеев. – М.: Радио и связь. – 1983. – 104 с.
 40. Розенблат, М. Новые достижения и направления в развитии магнитных датчиков [Текст] / М. Розенблат // Приборы и системы управления. – 1996. – № 9. – С. 42-50.
 41. Kordos, P. Датчик температуры и магнитного поля из эпитаксиального GaAs [Текст] / P. Kordos, L. Jansok, V. Вепс // Cryogenics. – 1973. – Т. 13. – № 9. – 312 с.
 42. Большакова, И. А. Датчики для одновременного измерения магнитного поля и температуры [Текст] / И. А. Большакова, С. С. Варшава, Т. А. Московец // Приборы и техн. эксперим. – 1980. – № 2. – С. 212-214.
 43. Kordos, P. Некоторые свойства датчиков Холла из GaAs при низких температурах [Текст] / P. Kordos, P., M. Polak // Elektrotechn. Cas. – 1989 – 32 – № 1. – С. 3-14. – Словац.
 44. Балванович, Э. И. Исследование свойств микроминиатюрных датчиков Холла из пленок [Текст] / Э. И. Балванович, К. С. Константинов, Э. М. Колесник // Весте АН БССР. Сер. физ.-мат. и. Изв. АН БССР. Сер. физ.-мат. н. – 1981. № 11. – С. 100-105.
 45. Пат. № 4315273, США. Элемент Холла на соединении АЗВ5 [Текст].
 46. Исмаилов, Т. К. Высокотемпературные арсенидгалиевые преобразователи Холла [Текст] / Т. К. Исмаилов и др. // Известия АН СССР, Сер. физ.-техн. и мат. – 1982. – № 2. – 143 с.
 47. Хара, Тору Высокочувствительные элементы Холла на GaAs и их применение [Текст] / Хара Тору // Electron Pans and Mater. – 1981. – № 3. – С. 73-84.
 48. Алейников, А. Ф. А. с. 1224626 СССР. Устройство для измерения давления [Текст] / А. Ф. Алейников // СССР – № 13796100/24-10, Заявл. 02.10.84; Оpubл. 15.04.86, Бюл. № 14. – 4 с.
 49. Алейников, А. Ф. А.С. 1348674 СССР. Датчик давления [Текст] / А. Ф. Алейников // СССР – № 3993398/24-10; Заявл. 24.12.85, Оpubл. 30.10.87; Бюл. ШО. – 2 с.
 50. Huang, Jin-Biao Многофункциональный датчик для измерения скорости потока, температуры и разряжения. Integrated multi – sensor for flow velocity, temperature and vacuum measurements [Текст] / Huang Jin-Biao, Jong Qin // Sens. And Actuators. 1989. – 19. М 91. – С. 3-Н. – Англ.
 51. Higashi, R. Микроструктура преобразователя для измерения расхода и дифференциального давления. Microstrature sensor for flow, differential pressure and energy measurement [Текст] / R. Higashi and other // Natur. Gas Energy Meas: 1 st and 2 rd IGT. Symp, Chicago, 1985-1986. – London; Chicago, 1987. – С. 263-278. – Аиуви. Место хранения ГННТБ СССР.
 52. Измерительные преобразователи давления и расхода. Druck und Durchflub – mtbumformer. [Текст] / Verfahrenstecnik. – 1989. – 23. jNfe 5. – С. 60-62. – Нем.
 53. Пен, Х. Б. Одновременное измерение деформации и температуры полупроводниковыми тензорезисторами и р-п-переходами [Текст] / Х. Б. Пен // В сб. «Физика и техника полупроводников». – Новосибирск. – 1976.
 54. Мишин, В. Ф. Микросенсоры физических величин на основе пленок германия на арсениде галлия [Текст] / В. Ф. Мишин, Ю. А. Тхорик // Петербургский журнал электроники. – 1993. – № 3. – С. 48-51.
 55. Датчики влажности: чувствительные материалы и кремниевая планарная технология. Humidity sensors: sensing materials and silicon planar technology [Текст] / Nijikgawa M. // 2 Jnt. Meet. Chem. Sen. – Bordeaux. 1986. – С. 101-108. – Англ.
 56. Свойства многофункциональных температурочувствительных проводников с нелинейной проводимостью [Текст] / Seki Kyoghiro, Shida. // Jun-Ichi. «Murakami Koichs». – «Дэнки гаккай ромбука, Irans. Inst. Elec. End. Jap.», 1987. – 107 № 3 – Яп.

Надійшла до редколегії 14.04.2011.
Прийнята до друку 28.04.2011.

ПРИМЕНЕНИЕ ПРОФНАСТИЛА ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ И РЕМОНТЕ МАЛЫХ МОСТОВ

Зроблено огляд констукцій плитних прогонових будов. Звернено увагу на перспективність застосування плитних прогонових будов з зовнішнім армуванням у вигляді профільованих сталевих листів. Досліджено розподільну здатність плитних прогонових будов з застосуванням профільованих сталевих листів.

Ключові слова: прогонова будова, армування, навантаження, констукція

Выполнен обзор конструкций плитных пролетных строений. Обращено внимание на перспективность применения плитных пролетных строений с внешним армированием в виде профилированных стальных листов. Исследована распределительная способность плитных пролетных строений с применением профилированных стальных листов.

Ключевые слова: пролетное строение, армирование, нагрузка, конструкция

The review of plate span structures constructions is carried out. The perspectiveness of application of plate span structures with outer reinforcement in the form of profiled steel sheets is paid attention to. The distributive capacity of plate span structures with application of profiled steel sheets is investigated.

Keywords: span, re-enforcement, loading, construction

В настоящее время на дорогах Украины эксплуатируется более 28 тысяч мостовых сооружений. Большое количество мостов было запроектировано и построено по техническим нормам, которые действовали до 1984 года, поэтому сегодня они не соответствуют техническим условиям движения автотранспорта, как по грузоподъемности, так и по габаритам.

Для обеспечения дальнейшей нормальной эксплуатации существующих мостовых сооружений необходимо выполнять работы по их ремонту, реконструкции или полной замене пролетных строений при максимальной возможности сохранения опор [1].

Традиционно мостовые сооружения классифицируются по характеру пересечения препятствия, длине моста и пролетных строений, назначению, материалам, статической схеме, типу несущей конструкции, типу армирования и типу железобетона.

По длине сооружения и длине отдельных пролетных строений, особенностям их конструкции, принято условное разделение мостов на четыре группы: малые, средние, большие и внеклассные.

Распределение по длине сооружения мостов Украины показывает, что абсолютное большинство составляют малые (49,7 %) и средние (44,2 %) мосты, т.е. общее их количество – 93,9 %.

По типу железобетона мосты бывают из сборного, монолитного и сборно-монолитного железобетона. Основная масса мостов построе-

на из сборного железобетона – 65 %, монолитных мостов – 30 %, а сборно-монолитных – 5 %.

По типу армирования мосты разделяются на мосты с предварительно-напряженной и обычной арматурой. Мостов, армированных обычной арматурой, насчитывается близко 45 % от всего количества сооружений. Пролетных строений, армированных предварительно-напряженной арматурой в виде высокопрочной проволоки – 31 %, со стержневой арматурой – 23 %, остальные – 1 % – армированы канатами.

По типу несущей конструкции пролетные строения мостов делятся на плитные, ребристые и коробчатые. Наиболее распространены на Украине плитные пролетные строения (до 52 %), за ними идут ребристые – 43 % и на последнем месте – коробчатые.

Таким образом, можно сделать вывод, что наиболее распространенными на Украине являются малые мосты с плитными пролетными строениями.

Для перекрытия малых пролетов величиной от 1 до 5...6 м, когда высота насыпи не позволяет установить трубу, применяют мосты со сплошными плитами. Условно можно принять, что пролетное строение относится к плитным, если отношение ширины элемента к его высоте более 5...8 и общая площадь пустот составляет менее половины площади брутто поперечного сечения [2-5].

Плитное пролетное строение представляет собой цельную или составную по ширине моста

железобетонную плиту сплошного сечения или с пустотами. Такие пролетные строения устраивают, как правило, разрезными. Основные достоинства их: простота конструкций, удобство изготовления и монтажа, малая строительная высота. Толщина плит составляет соответственно $1/15 \dots 1/20$ пролета, для разрезных конструкций и $1/20 \dots 1/30$ – для неразрезных [5].

При пролетах до 6 м обычно применяют однопролетные плитные мосты, предложенные канд. техн. наук Н. А. Словинским, представляющие четырехшарнирный прямоугольник. Геометрическая неизменяемость его обеспечивается за счет совместной работы с грунтом. Пролетное строение – это сплошная железобетонная плита.

Плитные пролетные строения прошлых лет строительства изготавливались из бетона марки 150 или 200. Пролетные строения с ненапрягаемой арматурой применяются в основном в монолитных мостах при пролетах до 6...9 м. Монолитные плиты армируют гладкой арматурой, стержнями периодического профиля или сварными сетками. Часть продольной рабочей арматуры пропускают по всей длине, остальную отгибают в нескольких плоскостях у опор для восприятия главных растягивающих напряжений. В поперечном направлении устанавливается распределительная арматура небольшого диаметра для фиксации расстояний между рабочей арматурой и улучшения распределения нагрузки. Сборные плитные пролетные строения состоят из ряда блоков, уложенных параллельно друг другу и объединенных в поперечном направлении с помощью шпонок для обеспечения совместной работы. Блоки плитных пролетных строений назначают шириной 0,5...1,5 м. Поперечное объединение плит осуществляется при помощи бетонных шпонок. К плитным относятся также пролетные строения, составленные из двутавровых предварительно напрягаемых элементов, в которых полки примыкаются и образуют сплошные плиты. Объединение таких плит в поперечном направлении обеспечивается натяжением поперечной арматуры в диафрагмах [4-5]. Применяются и сборно-монолитные плитные конструкции пролетных строений. В них по сборным предварительно напряженным элементам (армоэлементам) в виде струнодосок или перевернутых тавров укладывают бетон, объединяющий конструкцию. Эти конструкции разработаны для пролетов до 10 м. Предварительно напряженные элементы укладывают в нижнюю часть конструкции. В строительный период они вы-

полняют роль опалубки и частично или полностью служат подмостями. После твердения заполняющего бетона образуется комбинированная конструкция, в которой трещиностойкие армоэлементы воспринимают растягивающие усилия, а заполняющий бетон – сжимающие. Объем армоэлементов составляет 20...40 % от общего объема конструкции. За рубежом сборные пустотные плитные пролетные строения применяют также из коробчатых плит, укладываемых вплотную друг к другу.

Перспективным направлением является применение профилированных стальных листов (профнастила), которые используются как несминаемая опалубка, для плитных пролетных строений малых мостов.

Профилированные листы должны нести как вес свежесуспенного бетона и арматуры, так и монтажные нагрузки [6]. Затем происходит сцепление между профилированными стальными листами и затвердевшим бетоном. Профилированный стальной лист действует тогда один или как часть растянутой арматуры устроенного перекрытия.

Совместную работу между профилированным листом и бетоном необходимо обеспечить посредством одного или нескольких следующих мероприятий:

- механическое соединение, вызванное через деформации в профилированном стальном листе (ребра жесткости);
- соединение профилей с обратно развернутой формой поперечного сечения;
- анкеровки концов через приваренные головчатые болты или другие жесткие соединения между бетоном и стальным листом, однако, только в комбинации с предшествующими двумя вариантами объединения.

Общая толщина плиты должна быть не менее 80 мм. Толщина бетона выше ребер профилированного стального листа (без возвышенностей) должна быть не меньше 40 мм.

Недостаточно изучен вопрос применения отечественных профилей и анкеровки их с бетоном, обеспечивающим более надежную совместную работу, чем предложено ранее. Возможность и целесообразность применения плитных пролетных строений с использованием профнастила связана с моральным и физическим износом существующих мостов, в которых опоры выполнены в виде массивных устоев, а пролетные строения из монолитных или сборных плит. В таких сооружениях опоры, как правило, находятся в удовлетворительном состоянии, а конструкции ездового полотна

имеют значительные дефекты и повреждения, снижающие их несущую способность. Для замены вышедших из строя пролетных строений возможно использовать конструкции выполненные из сталебетонных элементов с применением профнастила. Использование профнастила в качестве опалубки для несущих элементов пролетных строений позволяет перекрывать и нестандартные длины пролетов при сохранении существующих опор.

При расчете мостов основным является определение величины силового воздействия временных нагрузок на любой элемент конструкции пролетного строения. Вопросу распределения временной нагрузки между элементами пролетных строений железобетонных мостов посвящено много работ советских и иностранных ученых [3]. Существующие методы расчета пролетных строений железобетонных мостов можно разделить на следующие основные группы:

- 1) методы, основанные на вычислении усилий от расчетной временной нагрузки на отдельные главные балки с учетом коэффициентов поперечной установки;
- 2) методы, основанные на замене пролетного строения балочным ростверком;
- 3) методы, основанные на замене пролетного строения ортотропной плитой;

4) методы, в которых расчетная схема принимается без искажений.

Наиболее часто при расчете плитных пролетных строений используются следующие методы:

- метод внецентренного сжатия с учетом кручения (метод М. Е. Гибшмана);
- метод ортотропной плиты (В. Г. Донченко);
- метод Б. Е. Улицкого;
- метод Л. В. Семенца;
- метод В. П. Кожушко;
- для сборных конструкций метод шарнирной цепи (М. Е. Гибшман) и др.

Авторами данной статьи был выполнен расчет пролетного строения плитного моста с использованием в качестве внешнего армирования и опалубки профнастила Н75-750-0,8. Определение усилий в элементах пролетного строения было выполнено с использованием метода В. П. Кожушко [7]. Расчет выполнялся для двух вариантов толщины плиты 15 и 20 см и пролетом 3 м. Коэффициент упругого распределения a для плиты 15 см равен 0,0176, а для 20 см – 0,0096. Схема поперечного сечения, линии влияния распределения усилий и их загрузку временной нагрузкой приведены на рис. 1 и 2.

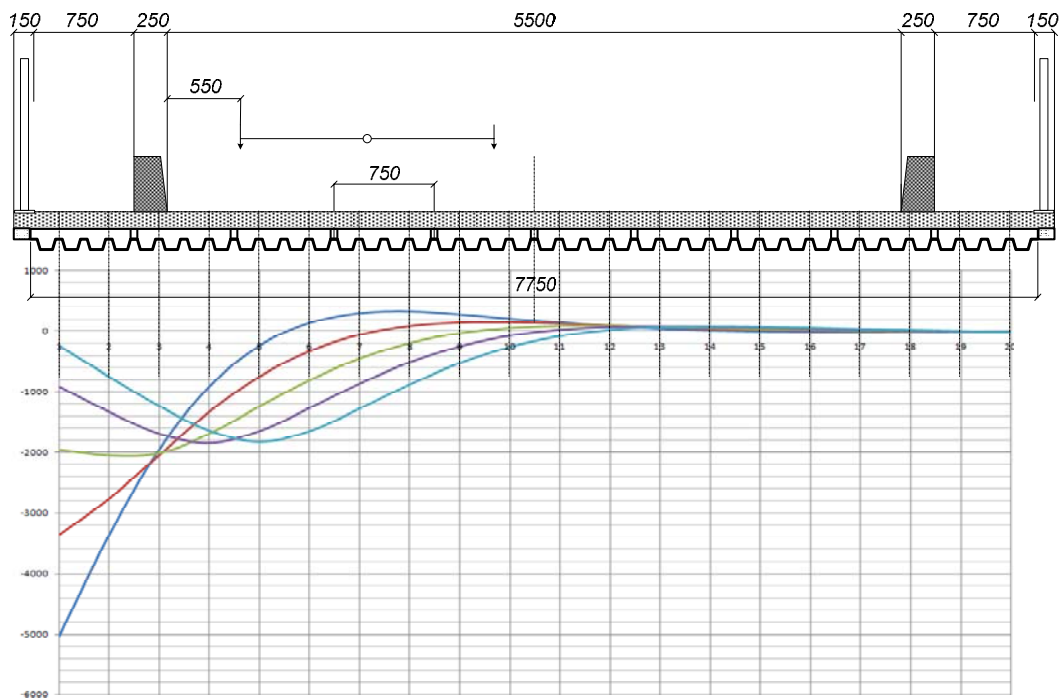


Рис. 1. Линии влияния усилий на продольные элементы (1-5) и их загрузку временной нагрузкой А15

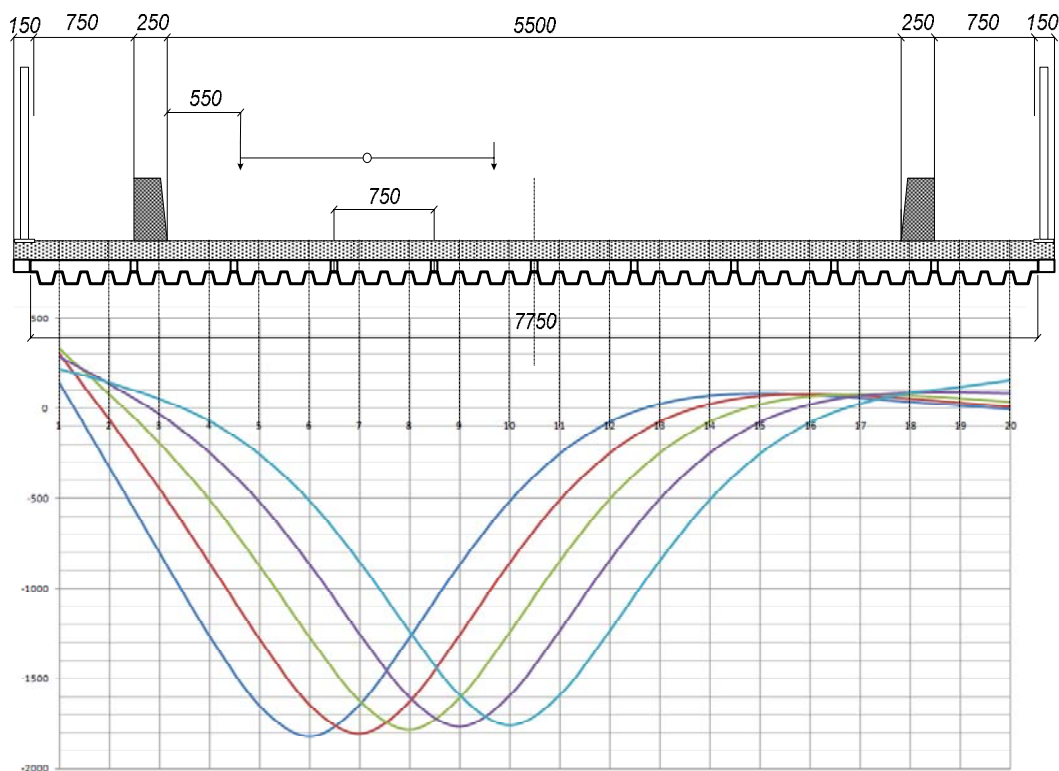


Рис. 2. Линии влияния усилий на продольные элементы (6-10) и их загрузку временной нагрузкой А15

Максимальное значение изгибающего момента в середине пролета от нагрузки А15 [8, 9] при толщине плиты 15 см составило 28,8 кНм, при толщине плиты 20 см – 25,18 кНм. Наиболее нагруженным оказался элемент № 5.

Для определения эффективности применения профнастила в качестве составляющей площади рабочей арматуры и опалубки был выполнен сравнительный расчет расхода материалов для предлагаемой конструкции плиты проезжей части и аналогичной ей сплошной железобетонной плиты. Анализ результатов расчета показал, что расход стали в обеих конструкциях примерно одинаковый, а расход бетона в конструкции с использованием профнастила на 25 % меньше.

На основании выполненных расчетов можно сделать вывод об эффективности применения профнастила при реконструкции существующих и строительстве новых плитных пролетных строений малых мостов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Страхова, Н. С. Эксплуатація і реконструкція мостів [Текст] / за ред. А. І. Лантуха-Лященко. – 2-е вид. – К.: Транспортна академія України, 2002. – 408 с.
2. Назаренко, Б. П. Железобетонные мосты [Текст]: учеб. для вузов / Б. П. Назаренко. – 2-е изд. – М.: Высш. шк., 1970. – 432 с.

3. Саламахин, П. М. Мосты и сооружения на дорогах [Текст]: учеб. для вузов, в 2 ч. Ч.1. / под ред. П. М. Саламахина. – М.: Транспорт, 1991. – 344 с.
4. Иосилевский, Л. И. Железобетонные пролетные строения мостов индустриального изготовления (Конструирование и методы расчета) [Текст] / Л. И. Иосилевский, А. В. Носарев, В. П. Чирков, О. В. Шепетовский. – М.: Транспорт, 1986. – 216 с.
5. Гишман, М. Е. Проектирование транспортных сооружений [Текст]: учеб. для вузов, 2-е изд. / М. Е. Гишман, В. И. Попов. – М.: Транспорт, 1988. – 447 с.
6. ГОСТ 24045-94. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами [Текст]. – Введен 1995-09-01.
7. Кожушко, В. П. Моделювання прольотних будов мостів [Текст] / В. П. Кожушко. – Харків: ХНАДУ, 2010. – 196 с.
8. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи [Текст]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 66 с.
9. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с.

Поступила в редколлегию 28.04.2011.

Принята к печати 16.05.2011.

В. П. КОРОЛЬОВ (Приазовський державний технічний університет, Маріуполь)
 О. М. ГІБАЛЕНКО (ТОВ «Укрінсталькон ім. В. М. Шимановського», ДонЦТБ)
 О. М. ШЕВЧЕНКО (Донбаська національна академія будівництва і архітектури, Макіївка)

ПРИНЦИПИ УПРАВЛІННЯ КОРОЗІЙНОЮ НЕБЕЗПЕКОЮ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ, БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

В даній роботі розглянуто основні проблеми обґрунтування правильного вибору антикорозійного захисту на стадії проектування. Показано необхідність оцінки показників надійності відповідно до державних норм, беручи до уваги вимоги антикорозійної стійкості, довговічності і ремонтпридатності. Автори наголошують, що застосування критерію корозійного ризику дає можливість зробити економічне обґрунтування вибору первинного та вторинного захисту конструкційних характеристик.

Ключові слова: будівельна конструкція, споруда, корозія, безпека, життєвий цикл

В данной работе рассматриваются основные проблемы обоснования правильного выбора мер по защите от коррозии на стадии проектирования. Показана необходимость оценки показателей надежности в соответствии с государственными нормами, принимая во внимание требования коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности. Авторами сделан вывод, что применение критерия риска коррозии дает возможность сделать экономического обоснования требований к выбору первичной и вторичной защиты конструкционных характеристик.

Ключевые слова: строительная конструкция, сооружение, коррозия, безопасность, жизненный цикл

Procedural problems of justification of the intelligent choice of corrosion protection measures at the design stage are considered in the given work. The paper is aimed at formulating principles of economic management of corrosion protection measures efficiency based on risk assessment according to corrosion hazard criteria. Application of the corrosion risk criterion gives an opportunity to make the economic justification of the requirements to the choice of the primary and secondary protection design characteristics

Keywords: building construction, structure, corrosion, safety, life cycle

Корозія – загрози і безпека

Промислові підприємства, інженерні комунікації, об'єкти житлово-комунального господарства і транспортної інфраструктури включають споруди, конструкції, машини і устаткування, які при погіршенні експлуатаційних властивостей можуть переходити в категорію об'єктів підвищеної небезпеки. Як правило, це стає реальністю з причин значного рівня зносу, відсутності регламентних термінів оновлення основних фондів, складного економічного і фінансового стану більшості суб'єктів господарської діяльності. Останнім часом до перерахованих причин додалися проблеми низької якості підготовки фахівців, застаріла нормативно-технічна база, які привели до зниження виконавської дисципліни та ефективності технічного обслуговування об'єктів, що експлуатуються в агресивних середовищах [1].

Комплексний і багаточинний процес корозії і захисту будівельних матеріалів, конструкцій будівель та споруд можна умовно розділити на три основні рівні:

- фундаментальний рівень пов'язаний з вивченням закономірностей механоелектрохі-

мічної кінетики корозійних процесів і механізмів протикорозійного захисту;

- загальноінженерний рівень включає матеріалознавчі аспекти основних тенденцій розробки корозійно стійких матеріалів, засобів і методів протикорозійного захисту;

- прикладний рівень направлений на розробку інженерних заходів первинного і вторинного захисту для подолання величезного спектру явищ, супроводжуваних деградаційні процеси будівельних матеріалів і конструкцій.

Корозійні пошкодження викликають збиток, який пов'язаний з погіршенням експлуатаційних властивостей, зниженням несучої здатності конструктивних елементів і додатковими витратами на відновлення працездатності будівельних об'єктів в процесі експлуатації.

Філософ Кун-Фу-Цзи (VI в до н.е.), відомий більше під ім'ям Конфуцій, на питання, «що б він зробив, перш за все, якби став правителем?», відповів: «Перш за все, я б переконався у тому, що всі назви правильні». Якщо скористатися рекомендацією китайського мудреця, то можна зробити висновок, що корозія – це перш за все економічна проблема. Формування економічних механізмів технічного регулювання

ефективності заходів щодо захисту від корозії, в умовах обмежених фінансових і матеріальних ресурсів, пов'язане з обґрунтуванням критеріїв корозійної небезпеки. У основних галузях економіки корозійне руйнування приводить до аварійних ситуацій, пов'язаних з екологічним, економічним збитком, а, в окремих випадках, має катастрофічні наслідки.

Враховуючи важкі наслідки бездіяльності останніх двох десятиліть в галузі технічного регулювання проблеми корозії в будівельних об'єктах, розробка основ державної політики і нової концепції державної програми захисту від корозії повинні спиратися на принципи стратегічного антикризового управління. При такому підході поняття корозійної небезпеки включає певний стан або ситуацію (загрозу), при яких збільшується вірогідність настання збитку у зв'язку з тим, що даний корозійний стан або відхилення від нормальної експлуатації є потенційною причиною (загрозою) настання небезпеки або того, що може вплинути на розмір збитку.

Короткий аналіз стану проблеми дозволяє зробити висновок про те, що окрім розглянутих питань важливе значення має відмова від практики управління і організаційних структур, для яких не встановлені межі відповідальності і не визначені необхідні ресурси з підтримки в працездатному стані об'єктів в умовах корозійних дій. У обставинах, що склалися, для попередження аварійних ситуацій на об'єктах підвищеної небезпеки необхідно піддати «реінжинірингу» систему застарілих правил, які не відповідають вимогам контролю за показниками корозійної небезпеки.

Відомий американський фахівець в галузі інформаційних технологій М. Хаммер, визначаючи суть реінжиніринга для оптимальної побудови бізнес процесів, констатував: «Якщо ми не міняємо ці правила, ми просто переставляємо стільці на палубі «Тітаніка».

Життєвий цикл конструкцій та їх захисних покриттів

Задачі модернізації виробництва і стабільний розвиток в основних галузях економіки країни повинні бути забезпечені, в числі інших чинників, за рахунок поліпшення використання діючих основних фондів. Значну частину металопонду України складають металеві конструкції будівель та споруд, а також технологічне устаткування базових галузей промисловості, 75 % якого експлуатуються в середньо- і сильноагресивних середовищах. В даний час фонд металевих конструкцій введених в експлуатацію в 60-80 р.р. складає близько 36 млн. т.

Необхідність залучення додаткових матеріально-технічних ресурсів для забезпеченні надійності і довговічності будівельних об'єктів в умовах агресивних середовищ є основним недоліком металевих конструкцій. Вибір стратегії попередження і контролю корозії на основі сучасних технологій протикорозійного захисту визначається ефективністю управління і зниження витрат на всіх стадіях життєвого циклу конструкцій, споруд, машин і технологічного устаткування. За відсутності цілеспрямованого підходу до вибору засобів і методів захисту необґрунтовані конструктивні і технологічні рішення викликають передчасне руйнування і зростання експлуатаційних витрат на відновлення працездатності або повну заміну проблемних конструкційних елементів.

Підвищення якості захисту від корозії включає розробку заходів первинного захисту (вимоги з корозійної стійкості матеріалів несучих і огорожуючих конструкцій) і вторинного захисту (вимоги щодо довговічності захисних покриттів і спеціального устаткування електрохімічного захисту) [2].

Важливість раціонального проектування конструктивно-технологічних заходів пов'язана з вивільненням фінансових і матеріальних ресурсів, які формують витратний механізм при виготовленні і технічному обслуговуванні будівельних конструкцій в результаті передчасного зносу і зниження термінів служби при діях агресивного середовища. Тривалість міжремонтного періоду конструкцій в середньо- і сильноагресивних середовищах складає від 1 до 3 років. Тому кожні 3 роки необхідно відновлювати захисні покриття на 50 % металоконструкцій і виробляти заміну 10...20 % конструктивних елементів в результаті корозійного зносу.

Завершальним етапом життєвого циклу металоконструкцій, схильних до корозійного руйнування, є утилізація, яка здійснюється відповідно до порядку, визначеного Законом України «Про металобрухт» (N 619-XIV, прийнятий 5 травня 1999 р.). За даними експертних оцінок в Україні втрати від корозії складають 10...15 % всього виробленого металу. При показниках виробництва сталі 29,8 млн. т в 2009 р. втрати в результаті корозійних руйнувань могли складати від 2,9 до 4, 5 млн. т. У 2009 р. металургійні підприємства України закупили 10,6 млн. т лому чорних металів. Частка металоконструкцій, що перейшли в категорію металобрухту в результаті корозії, змінюється в межах 27...42 %. На початку 2010 р. закупівельна ціна 1 т лому чорних металів марки 2А

склала в середньому 2,5 тис. грн. Тому, прямі збитки від корозії за поворотною вартістю об'єму продажів металобрухту в 2009 р. складають 9,25 млрд. грн.

Представлений спрощений розрахунок «прибутку» від утилізації металобрухту не дозволяє одержати картину реального збитку на об'єктах, виведених з експлуатації при корозійному зносі в промисловому секторі економіки. Але навіть при найоптимістичніших європейських витратах економіка України не може «працювати на корозію», вкладаючи щорічно 37 млрд. грн., виходячи з ВВП 2008 р. Незаперечним є той факт, що при збереженні існуючого рівня корозійної небезпеки значна частина несучих і захищаючих конструкцій виробничих будівель і споруд вже незабаром буде не придатна для подальшої експлуатації і дозволить збільшити закупівлі на ринку вторинних металів.

Принципи управління корозійною небезпекою включають координуючу, нормативну, контрольну та інвестиційно-технологічну складові безаварійної експлуатації будівельних об'єктів в умовах агресивних природних і виробничих дій. Використовування раціонального проектування протикорозійного захисту на всіх стадіях життєвого циклу металлоконструкцій будівель та споруд забезпечує зниження щорічних витрат на 25...30 % тільки за рахунок вдосконалення організації робіт з захисту конструкцій від корозії.

Усувати причину, а не боротися з результатом

Найефективнішим способом запобігання корозії конструкцій будівель та споруд є зниження ступеня агресивності експлуатаційного середовища. За діючими в Україні нормами СНіП 2.03.11-85* «Захист будівельних конструкцій від корозії» агресивні середовища мають наступні класифікаційні ознаки за показниками корозійної стійкості (K , мм/рік), що характеризують втрати товщини перетинів металлопрокату з маловуглецевої сталі В Ст3: неагресивні середовища ($K \leq 0,01$); слабоагресивне ($0,01 < K \leq 0,05$); середньоагресивні ($0,1 < K \leq 0,5$); сильноагресивне ($K > 0,5$). Допустимі інтервальні оцінки корозійних втрат за СНіП 2.03.11-85* для умов природних і технологічних дій в Україні перевищують вимоги до відповідних показників європейських стандартів EN ISO 12944 в середньому в 2...3 рази.

В даний час спостерігається тенденція збільшення металобудівництва в секторах економіки, де ще 10...20 років тому були сильні позиції залізобетону, який завдяки можливостям

самого бетону виконувати функцію захисту сталевих арматур від корозії, забезпечував підвищення довговічності будівельних конструкцій в агресивних середовищах. Розширення функціонального застосування металу в будівництві, підвищення архітектурної виразності будівель та споруд визначають необхідність вдосконалення вимог до засобів і методів протикорозійного захисту конструкцій. Для об'єктів житлово-комунального господарства, де обсяги використання металлопрокату зросли в десятки разів, забезпечення якості протикорозійного захисту є головним напрямом зниження високого рівня корозійної небезпеки.

Показники корозійної стійкості і довговічності конструкцій повинні відповідати ступеню агресивності дій режиму експлуатації будівель та споруд. Для підтвердження відповідності захисних покриттів встановленим термінам технічного обслуговування і ремонтів доцільно використовувати наявні дані незалежної комплексної екологічної експертизи промислових підприємств.

Практика підтверджує, що для раціонального вибору терміну служби конструкцій і їх захисних покриттів необхідна розробка інформаційно-аналітичних систем:

- Баз даних класифікаційних ознак складу і інтенсивності агресивних дій, що дозволяють виконувати розрахункову оцінку показників корозійної стійкості конструкцій для однорідних зон експлуатації промислових підприємств.
- Розрахункових комплексів для діагностики і моніторингу корозійних пошкоджень, оцінки їх впливу на несучу здатність і залишковий ресурс роботи об'єктів інфраструктури і виробничих фондів.
- Баз даних сертифікаційних випробувань і оцінки експлуатаційних властивостей первинного і вторинного захисту будівельних об'єктів.

Механізм управління і зниження корозійної небезпеки будівельних конструкцій

Для Донецького регіону проблема корозії пов'язана з щорічними прямими витратами 6,6...7,2 млрд. грн., з яких 1,3...1,4 млрд. грн. складають втрати, пов'язані відсутністю регламентних вимог до оцінки корозійної небезпеки і правильного використання засобів і методів захисту від корозії.

В даний час в Донбасі на об'єктному рівні накопичений позитивний досвід управління технологічною безпекою, науково-технічного супроводу оцінки і продовження ресурсу об'єктів на основі розробки стандартів підприємств різного призначення, які регламентують вимоги

щодо безаварійної експлуатації конструкцій будівель та споруд за вимогами ISO 9001:2000. На підприємствах ЗАТ «Донецьксталь – металургійний завод» впроваджена система моніторингу для попередження аварійних ситуацій на основі підходів OHSAS 18001:1999 з використанням автоматизованої аналітичної бази даних «Ресурс». У системі Мінрегіонбуду України на базі ДонЦТБ ВАТ «Укрінстальконім. В. М. Шимановського» створена експериментальна база з контролю якості протикорозійних покриттів за вимогами міжнародних стандартів (EN ISO). Обґрунтований порядок розрахунків на корозійну стійкість, довговічність і ремонтпридатність за граничними станами для завдання регламентних вимог до ресурсу будівельних об'єктів за показниками рівня корозійної небезпеки. Розроблена система оцінювання ризику при продовженні ресурсу сталевих конструкцій включає характеристики рівня уразливості та загроз, груп відповідальності об'єктів по технологічній безпеці [3]. Для ухвалення рішення про можливість подальшої експлуатації за розрахунковим терміном служби встановлені регламентні процедури діагностики і моніторингу будівельних конструкцій в агресивних середовищах. Для створення єдиного підходу до державної системи підготовки, перепідготовки і атестації фахівців – експертів з питань технологічної безпеки конструкцій будівель виконується розробка навчально-методичного забезпечення на базі кафедри «Будівництво, технічна експлуатація і реконструкція» Приазовського державного технічного університету (м. Маріуполь).

Практичний досвід реалізації Державної програми «Ресурс» в Донбасі дозволяє сформулювати регіональну концепцію захисту металоко-нструкцій будівель та споруд від корозії, що включає наступні основні етапи:

1. Встановлення контрольних функцій державних органів для об'єктів інфраструктури і виробничих фондів за рівнями корозійної небезпеки в галузі забезпечення якості протикорозійного захисту конструкцій будівель та споруд.

2. Переклад наглядових функцій на принципи добровільного підтвердження власником (декларація відповідності) якості будівельних об'єктів і технологічної безпеки виробничих фондів на основі загальноприйнятих підходів управління якістю стандартів ІСО.

3. Побудова системи територіальних (корпоративних) нормативних документів у формі технічних регламентів з технологічної безпеки і застосуванням, розроблених власником на доб-

ровільній основі, стандартів підприємств і документованих процедур з технічного обслуговування конструкцій будівель і споруд за фактичним станом з урахуванням встановлених рівнів корозійної небезпеки.

4. Регулювання якості продукції, будівельних об'єктів і безпеки виробничих фондів саморегульованими організаціями (корпораціями), створюваними бізнесом для запобігання корозійним втратам, підвищенню ефективності заходів щодо продовження ресурсу і захисту від корозії конструкцій, будівель і споруд.

5. Створення інноваційно-інвестиційного механізму регулювання ринку матеріалів і технологій, заснованого на управлінні якістю протикорозійного захисту за критерієм корозійної небезпеки, проектно-розрахунковому обґрунтуванні заходів первинного і вторинного захисту з використанням підходів методу граничних станів.

6. Розробку інформаційно-аналітичних систем і баз даних з діагностики і моніторингу корозійних руйнувань, раціональному проектуванню засобів і методів протикорозійного захисту.

7. Створення єдиної державної системи підготовки, перепідготовки і атестації кадрів з технологічної безпеки і захисту від корозії об'єктів інфраструктури і виробничих фондів.

БІБЛЮГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Корольов, В. П., Удосконалення нормативних вимог до засобів і методів протикорозійного захисту будівельних металоко-нструкцій [Текст] / В. П. Корольов, О. М. Гібаленко, О. М. Шевченко // Будівництво України. – 2003. – № 7. – С. 19-23.
2. Корольов, В. П., Гібаленко О.М., Шевченко О.М. Оцінка надійності та вибір засобів захисту від корозії сталевих конструкцій на стадії виготовлення [Текст] / В. П. Корольов, О. М. Гібаленко, О. М. Шевченко // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: зб. наук. праць. – Вип. 8. – Львів: Каменяр, 2009. – С. 23-34.
3. Корольов, В. Оцінка та управління ризиками корозійної небезпеки за даними моніторингу стану протикорозійного захисту конструкцій будівель та споруд [Текст] / В. Корольов, О. Гібаленко, П. Корольов, В. Суярко. – (Проблеми корозії та протикорозійного захисту матеріалів) // Фізико-хімічна механіка матеріалів. – Вип. 8, т.2. – Львів, 2010. – С. 575-580.

Надійшла до редколегії 12.06.2011.

Прийнята до друку 17.06.2011.

М. Г. МАЛЬГИН, В. И. КИРЬЯН (Институт электросварки им. Е. О. Патона
НАН Украины, Киев)

РАСЧЕТ НА УСТАЛОСТЬ СВАРНЫХ УЗЛОВ ОРТОТРОПНЫХ ПЛИТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ ПО ЛОКАЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЯМ

У роботі розглядається розрахунок на втому вузлів перетину подовжніх ребер жорсткості із стінкою поперечних балок ортотропних плит (ОП) проїжджої частини автодорожніх мостів. Виконано зіставлення довговічності на стадії зародження тріщин втоми, отриманої за результатами натурних втомних випробувань фрагмента ОП і прогнозованою на підставі методів номінальних і локальних напружень.

Ключові слова: ортотропна плита, автодорожній міст, проїжджа частина, довговічність, тріщини втоми, локальні напруження

В работе рассматривается расчет на усталость узлов пересечения продольных ребер жесткости со стенкой поперечных балок ортотропных плит (ОП) проезжей части автодорожных мостов по локальным напряжениям. Выполнено сопоставление долговечности на стадии зарождения трещин усталости, полученной по результатам натурных усталостных испытаний фрагмента ОП и прогнозируемой на основании методов номинальных и локальных напряжений.

Ключевые слова: ортотропная плита, автодорожный мост, проезжая часть, долговечность, трещины усталости, локальные напряжения

The aim of this paper was to examine the application of the local stress method in the fatigue life assessment of rib-to-crossbeam joints of orthotropic decks. The hot spot stress approach and the effective notch stress approach were used. The fatigue life predicted by the local and nominal stress method was compared with the experimental results.

Keywords: orthotropic deck, road-transport bridge, passing part, longevity, cracks of fatigue, local stress

Введение

Элементы конструкций металлических мостов, испытывающие переменные нагрузки, склонны к зарождению трещин усталости при сравнительно низких номинальных напряжениях [1, 2]. Определяющими факторами в данном случае являются конструктивные несовершенства пролетных строений, обуславливающие существенное повышение локальных напряжений в отдельных узлах, а также вибрацию элементов [2].

В последнее время появление усталостных трещин встречается в сварных узлах ортотропных плит проезжей части автодорожных мостов, которые, как правило, зарождаются и развиваются на раннем сроке эксплуатации [3-5]. Конструктивно ортотропная плита (ОП) состоит из трех основных элементов: лист настила; продольные ребра жесткости; поперечные балки. В процессе эксплуатации ОП подвергается сложному нагружению – осевому усилию и пространственному изгибу. Одним из наиболее повреждаемых трещинами узлов ОП является пересечение продольных ребер жесткости и поперечных балок. Как оказалось, этот узел, из-за сложного напряженно-деформированного

состояния (НДС), представляет большие затруднения для проектирования с точки зрения обеспечения выносливости. На рис. 1 показаны два наиболее распространенных типа трещин усталости, возникающих в ОП.

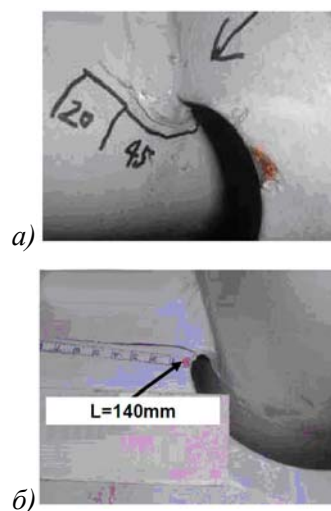


Рис. 1. Трещины усталости в узлах пересечения продольных ребер жесткости и поперечных балок ОП:

а) – в продольном ребре у кромки выреза стенки поперечной балки; б) – в стенке поперечной балки у окончания шва приварки продольного ребра

НДС узла пересечения продольного ребра жесткости и поперечной балки ОП

Для получения наглядной информации о НДС в указанном месте был выполнен численный расчет конструкции ОП. Она состояла из листа настила толщиной $t=14$ мм, подкрепленного продольными ребрами жесткости трапецевидной формы $t=8$ мм и тремя поперечными балками с вертикальной стенкой $t=10$ мм.

Для анализа пространственной работы ОП, расчетная схема состояла из оболочечных элементов с подробным разбиением в исследуемом узле. Для расчета использовалось два вида нагружения. В первом случае усилие от колеса автотранспорта прикладывалось над средним продольным ребром жесткости в середине пролета (рис. 2, а), во втором – между средним и соседним продольными ребрами жесткости в середине пролета (см. рис. 2, б).

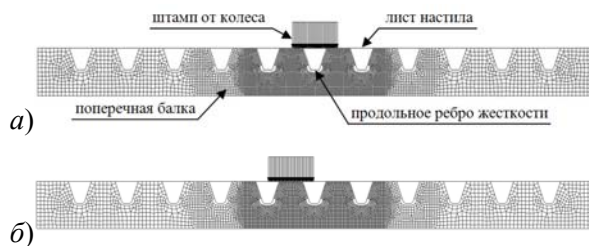


Рис. 2. Нагружение ОП усилием от автотранспорта, отражаемого штампом колеса

В результате расчета были получены напряжения и перемещения в рассматриваемых узлах ОП. На рис. 3, а показан характер деформирования узла пересечения от первой нагрузки (см. рис. 2, а). Деформирование характеризуется плоским изгибом продольного ребра жесткости и изгибом поперечной балки с учетом деформации ее стенки из плоскости (см. рис. 3, б). На рис. 3, в показано деформирование узла пересечения от второй нагрузки (см. рис. 2, б). Здесь он более сложный, где помимо основных деформаций, описанных выше, возникает кручение продольного ребра жесткости из-за эксцентрично приложенной колесной нагрузки.

В связи с тем, что продольное ребро жестко прикреплено к стенке поперечной балки, возникает его деформация (см. рис. 3, з), которая в свою очередь приводит к появлению дополнительных напряжений как в самом ребре, так и в поперечной балке. Дополнительные напряжения имеют место как раз в тех местах, где зарождаются трещины усталости (см. рис. 1). Уровень этих напряжений во многом зависит от

конструктивных решений узлов пересечения ОП, а также расположения колеса автотранспорта на проезжей части.

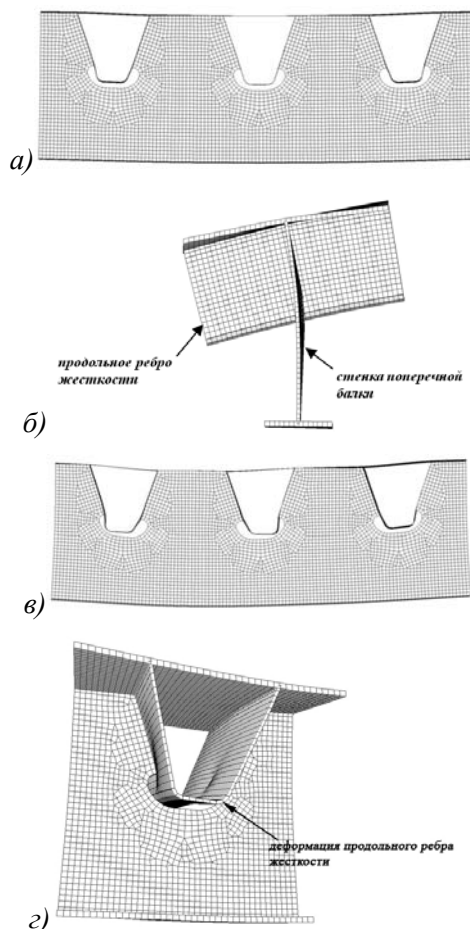


Рис. 3. Деформация узла пересечения ОП от приложенной колесной нагрузки

При расчете сварных узлов пролетных строений мостов на усталость согласно требованиям действующих мостовых норм используют метод номинальных напряжений, определяемых в расчетных сечениях элементов конструкций, в которых расположены действующие концентраторы напряжений (α_σ). Влияние α_σ на сопротивление усталости узлов учитывается с помощью экспериментальной кривой усталости, полученной по результатам испытаний образцов с соответствующими значениями α_σ и в тех же условиях нагружения. Она представляет собой зависимость между предельными уровнями номинальных напряжений (по стадии инициирования усталостной трещины) и долговечностью. При использовании такого подхода применительно к ОП встречаются сложности в связи с ограниченностью данных по сопротивлению усталости сварных узлов ОП, получен-

ных в условиях, соответствующих ее нагружению.

Расчет на усталость сварных соединений по локальным напряжениям

На сегодняшний день существует два подхода к расчету на усталость, позволяющие подойти к учету сложного НДС в зоне концентратора. Первый из них предполагает определение напряжений в «горячей точке», а второй в эффективном концентраторе.

Определение напряжений в «горячей точке» (σ_{hs}) основано на линейной экстраполяции поверхностных напряжений в концентратор через точки расположенные на расстоянии $0,4t$ и $1,0t$ от линии сплавления шва (рис. 4). Для нелинейной экстраполяции измерение напряжений происходит на расстоянии $0,4t$, $0,9t$ и $1,4t$.

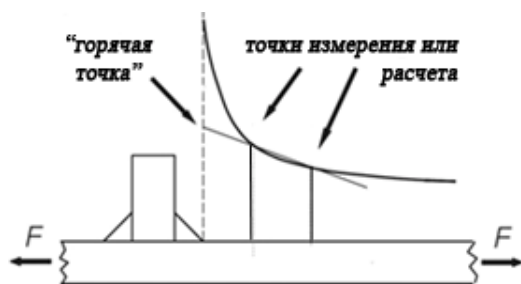


Рис. 4. Схема метода определения напряжений в «горячей точке»

Согласно рекомендаций Международного института сварки (МИС) определение необходимых напряжений может осуществляться численным методом или экспериментально с использованием тензометрии [7]. Важно при этом учесть все особенности внешнего нагружения.

Для оценки долговечности по напряжениям в «горячей точке» МИС предложены соответствующие расчетные кривые усталости для различных типов соединений с угловыми швами, испытывающих воздействие мембранных и изгибных усилий. Они получены для условий зарождения трещин усталости на лицевой поверхности пластины вблизи концентратора. В случае появления трещин в корне шва из-за неполного проплавления или отклонения от заданного зазора между кромками, данный метод не применим. Второй подход основан на расчете методом конечных элементов НДС в зонах сварных соединений, склонных к зарождению трещин усталости (корень шва, переход от металла шва к основному материалу и др.).

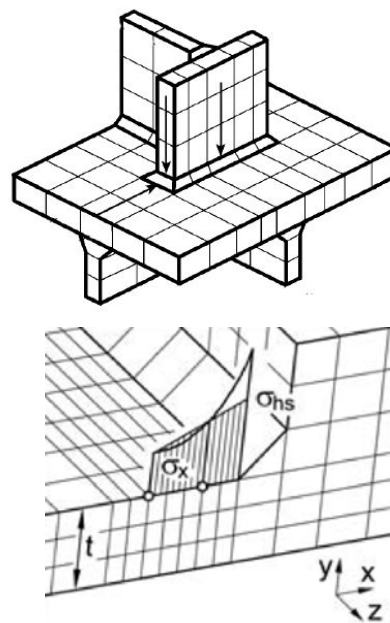


Рис. 5. Расчетная схема сварного соединения для определения напряжений в «горячей точке»

Поскольку непосредственное моделирование геометрии поверхности сварного соединения представляет значительные сложности в связи с ее непрогнозируемым изменением вдоль шва, в работе [7] введено понятие эффективного концентратора напряжений. В результате геометрия всех опасных зон сварного соединения описывается выкружкой с радиусом 1 мм (рис. 6).

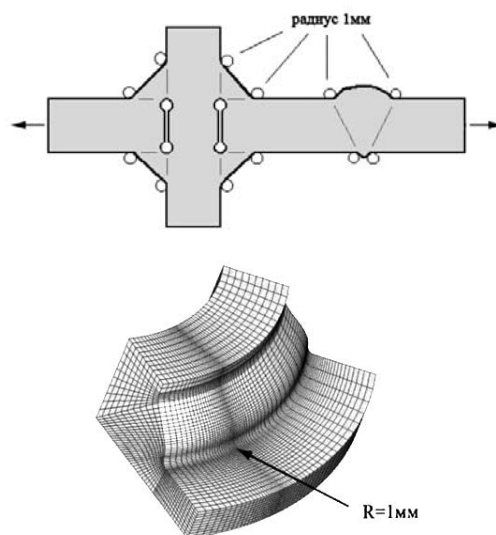


Рис. 6. Эффективный концентратор напряжений в расчетной схеме сварного соединения

Для оценки долговечности сварных узлов из конструкционных сталей в рекомендациях МИС предложена расчетная кривая усталости (предельный размах напряжений в эффектив-

ном концентраторе равен 225 МПа при 2×10^6 циклов), которая соответствует 5 %-ой вероятности зарождения усталостной трещины.

Оба приведенных метода расчета на усталость по локальному распределению напряжений в сварном соединении, могут быть использованы для узлов ОП, так как они позволяют учесть дополнительные напряжения.

Для определения НДС узлов в пространственной постановке задачи теории упругости необходимо использовать трехмерные элементы. Описание всей конструкции трехмерными элементами приведет к чрезмерно большим размерностям матрицы жесткости системы и длительности вычислений. Поэтому эффективно использовать расчетную модель, где вся конструкция аппроксимируется двумерными конечными элементами, а исследуемый фрагмент – трехмерными. При этом объединение блоков с разными типами элементов осуществляется по принципу абсолютно жестких тел с соответствующими кинематическими связями по их перемещениям.

Ниже представлено сопоставление долговечности на стадии зарождения трещин усталости, полученной по результатам натурных усталостных испытаний фрагмента ОП и прогнозируемой на основании рассмотренных выше методов номинальных и локальных напряжений. Последние устанавливались численно в соответствии с предлагаемым принципом сопоставления конечно-элементной модели ОП.

В работах [8,9] представлены результаты усталостных испытаний крупномасштабных сварных образцов, воспроизводящих узел пересечения продольного ребра жесткости и поперечной балки. Образец (рис. 7) представляет собой двутавровую балку высотой 530 мм и длиной 1138 мм. В стенке балки имеются вырезы круговой формы для пропуска плоского полосового ребра толщиной 18 мм. Образцы испытывались на трехточечный изгиб при отнулевом ($R_\sigma = 0$) цикле нагружения.

Для прогнозирования долговечности было выбрано два характерных места в образце, в которых зарождались трещины усталости (рис. 8).

Согласно расчету по методу номинальных напряжений была подобрана соответствующая категория детали. Она отвечает сварному соединению непрерывного продольного ребра и поперечной балки с предельным размахом номинальных напряжений $\sigma_{\text{ном}} = 56$ МПа при 2×10^6 циклов.

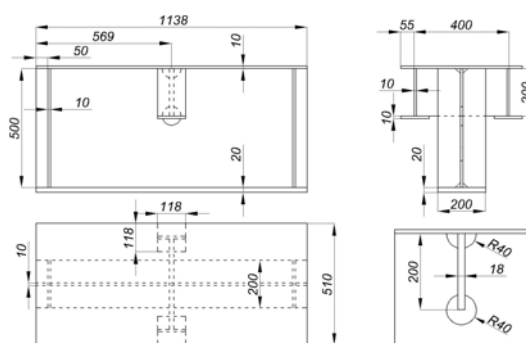


Рис. 7. Вид испытуемого образца сварного узла ортотропной плиты

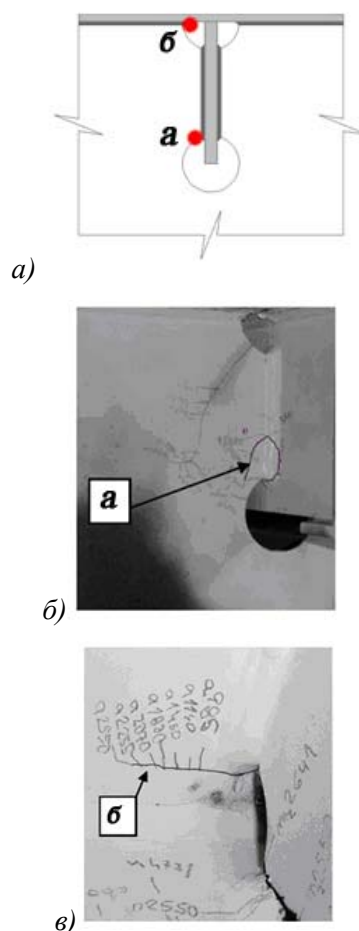


Рис. 8. Места в сварном образце для которых осуществлялось прогнозирование долговечности: а) – узел пересечения ребра жесткости со стенкой; б) – трещина усталости в зоне приварки стенки к ребру жесткости; в) – трещина усталости в зоне приварки стенки к листу настила

Для определения напряжений в «горячей точке» использовались рекомендации МИС, там же была подобрана соответствующая кривая усталости с предельным размахом напряжений в «горячей точке» $\sigma_{hs} = 90$ МПа при 2×10^6 циклов, отвечающая крестообразному

сварному соединению. На рис. 9, а представлена расчетная схема образца. На рис. 9, б показано выбор расчетных точек для поверхностной экстраполяции главных напряжений в «горячую точку».

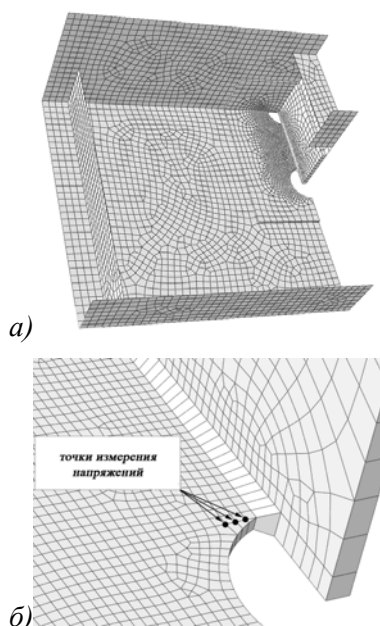


Рис. 9. Расчетная схема сварного образца для определения усталостной долговечности по методу напряжений в «горячей точке»

Результаты расчета приведены в табл. 1. Там же для сопоставления приведены результаты натурных испытаний по двум образцам.

Таблица 1

Сопоставление долговечности на стадии зарождения трещин усталости, полученной по результатам натурных усталостных испытаний образцов и прогнозируемой на основании метода номинальных напряжений и напряжений в «горячей точке»

Точка	Расчетный уровень напряжений, МПа		Долговечность, циклы		
	в сечении σ_{nom}	в «горячей точке» σ_{hs}	Метод номинальных напряжений EN 1993-1-9:2005	Метод напряжений в «горячей точке» (МИС)	Эксперимент
а	48	196	$3,17 \times 10^6$	$1,82 \times 10^5$	$3,04 \times 10^5$
б	50	200	$2,81 \times 10^6$	$1,78 \times 10^5$	$9,85 \times 10^5$

В работе [10] приведены результаты усталостных испытаний крупномасштабных образцов сварных ОП. Каждый образец состоит из листа

настила толщиной 16 мм, длиной 10 м и шириной 3 м, подкрепленного четырьмя продольными ребрами жесткости и тремя поперечными балками. Схема образца показана на рис. 10.

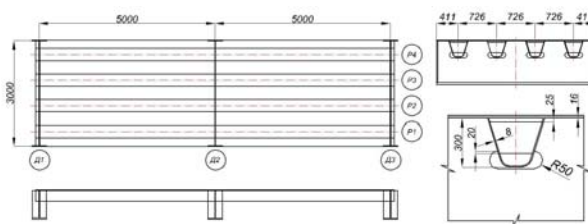


Рис. 10. Образец ортотропной плиты

Продольные ребра замкнутые, выгнутые в форме трапеции из листа толщиной 8 мм. Поперечные ребра имеют толщину 16 мм. Внутри продольных ребер жесткости, в местах пересечения с поперечными балками, установлены диафрагмы толщиной 8 мм.

Образцы испытывали при переменном нагружении ($R_\sigma = 0$), которое имитировало условия движения грузового транспорта. Схема нагружения первого образца представлена на рис. 11.

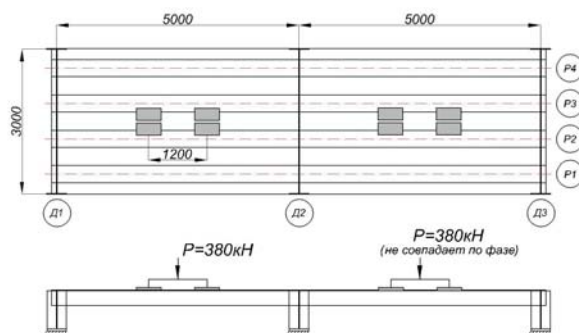


Рис. 11. Схема нагружения образца ортотропной плиты

Он имел жесткое защемление в основании поперечных балок. Усилия прикладывались в виде тандема к срединам пролетов и имели несовпадение по фазе.

В процессе испытания первого образца в районе $4 \times 10^5 \dots 6 \times 10^5$ циклов нагружения в узлах пересечения ребер появились усталостные трещины. Они зародились в стенках продольных ребер (P_2, P_3) по линии сплавления сварных швов в нижних частях диафрагм (рис. 12). Также трещины были обнаружены в стенках продольных ребер жесткости в области вырезов в поперечных балках. Испытания первого образца были прекращены при 1×10^6 циклов нагружения и к этому моменту трещины имели длину в диапазоне 25...106 мм. Численный расчет, проведенный перед испытаниями, показал

что, средний уровень напряжений в местах зарождения трещин был намного ниже предела текучести материала.

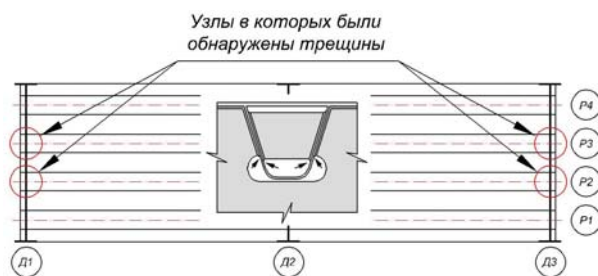


Рис. 12. Узлы, в которых обнаружены трещины

На рис. 13 представлен фрагмент расчетной схемы исследуемого узла.

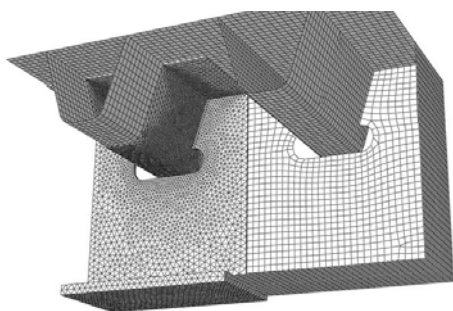


Рис. 13. Фрагмент расчетной схемы образца ортотропной плиты

С экспериментальными данными сопоставлялись прогиб листа настила в середине пролета и нормальные напряжения в продольном ребре. Расхождение не превышало 8 %.

На рис. 14 показана усталостная трещина в стенке продольного ребра жесткости по линии сплавления сварного шва под диафрагмой.



Рис. 14. Трещина усталости в узле пересечения ребер

Уровень приведенных напряжений в эффективных концентраторах составил 341 МПа и 368 МПа. При этом прогнозируемая циклическая долговечность на стадии зарождения трещин усталости составляет $4,57 \times 10^5$ и $5,78 \times 10^5$, а экспериментальные значения – $4 \times 10^5 \dots 6 \times 10^5$.

Как видно, результаты численного расчета с применением методов основанных на локальных напряжениях достаточно хорошо совпадают с экспериментальными данными.

Выводы

1. Оценка сопротивления усталости сварных узлов пространственных конструкций пролетных строений мостов по номинальным напряжениям в расчетных сечениях не всегда позволяет учесть особенности их напряженно-деформированного состояния (НДС) при эксплуатации, что может приводить к преждевременному зарождению трещин усталости. Наиболее неблагоприятными в этом отношении являются узлы, подверженные одновременно осевому нагружению и пространственному изгибу.

2. Для расчета НДС ортотропной плиты (ОП) предложена конечно-элементная модель в соответствии с характером ее деформирования. Она составляется в основном из двухмерных конечных элементов, а в зонах со сложным нагружением – из трехмерных. Объединение блоков с разными типами элементов осуществляется по принципу абсолютно жестких тел с соответствующими кинематическими связями по их перемещениям.

3. Совпадение прогнозируемой долговечности с установленной экспериментально подтвердило перспективность предлагаемого подхода. Расчет сопротивления усталости проводился по локальным напряжениям в зонах концентраторов на участках пересечения продольных ребер жесткости со стенкой поперечных балок ОП пролетного строения и базовой кривой сопротивления усталости.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сварные конструкции. Механика разрушения и критерии работоспособности [Текст] / В. А. Винокуров, С. А. Куркин, Г. А. Николаев; под. ред. Б. Е. Патона – М.: Машиностроение, 1996. – 576 с.
2. Лучко, Й. Й. Механіка руйнування мостових конструкцій та методи прогнозування їх залишкової довговічності [Текст] / Й. Й. Лучко, Г. Т. Сулим, В. І. Кир'ян; за ред. Й. Й. Лучка. – Львів: Каменяр, 2004. – Т. 6. – 883 с.
3. Корнеев, М. М. Стальные мосты [Текст]: теоретическое и практическое пособие по проектированию мостов / М. М. Корнеев. – К: Изд-во «Академпред», 2010. – Т. 1. – 532 с.
4. Sugioka, K. Life cycle evaluation of fatigue mitigation for orthotropic steel bridge decks. PhD

- thesis. University of Canterbury. New Zealand [Текст] / K. Sugioka. – 2009. – 456 p.
5. Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life. European Communities [Текст], 2008.
 6. prEN 1993-2: 2004 Eurocode 3: Design of steel structures [Текст]. – Part 2: Steel Bridges.
 7. Hobbacher, A. Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components. International Institute of Welding [Текст], doc. XIII-1965r14-03/XV-1127r14-03. NY, 2009.
 8. Akhlaghi, F. Z., Fatigue testing and analysis of an orthotropic bridge welded detail using structural hot spot stress method. Proc. of the conference Fatigue Design [Текст] / F. Z. Akhlaghi, M. Al-Emrani, L. Frýba, S. Urushadze. – CETIM, Senlis, France, 2009.
 9. Akhlaghi, F. Z. Fatigue life assessment of welded bridge details using structural hot spot stress method [Текст] / F. Z. Akhlaghi // Master's Thesis. Chalmers University of Technology. – Sweden 2009. – 122 p.
 10. Hyoung-Bo, Sim Effects of Fabrication Procedures and Weld Melt-Through on Fatigue Resistance of Orthotropic Steel Deck Welds [Текст] / Sim Hyoung-Bo, Chia-Ming Uang // Department of Structural Engineering University of California. – San Diego La Jolla. 2008. – 189 p..
 11. Fricke, W. Recommended Hot Spot Analysis Procedure for Structural Details of FPSOs and Ships Based on Round-Robin FE Analyses. Proceedings of the Eleventh (2001) International Offshore and Polar Engineering Conference [Текст]. – 2001. – P. 89-96.
 12. Jae-Myung, Lee et al. Comparison of hot spot stress evaluation methods for welded structures. Inter J Nav Archit Oc Engng (2010) [Текст] / Lee Jae-Myung et al. – P. 200-210.
 13. Хоббахер, А. Ф. Расчет на усталость сварных конструкций по напряжениям в зоне концентратора [Текст] / А. Ф. Хоббахер // Автомат. Сварка. – 2003. – № 10-11 – С. 122-126.

Поступила в редколлегию 14.06.2011.

Принята к печати 20.06.2011.

ОПТИМІЗАЦІЯ СКЛАДУ ІНГІБІТОРА ДЛЯ РЕМОНТУ ПОШКОДЖЕНИХ ТРІЩИНАМИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ІН'ЄКЦІЙНИМИ ТЕХНОЛОГІЯМИ

Розроблені та виготовлені оригінальні модельні бетонні зразки-чарунки для корозійно-електрохімічних досліджень, які забезпечують ідентичність умов випробувань для 6 зразків арматури. Досліджені поляризаційні характеристики, кінетика та частотні залежності характеристик імпедансу модельних зразків, витриманих у середовищі слабокислого дощу з додаванням суміші інгібіторів. Встановлено, що найефективнішою для антикорозійного захисту сталевих арматур є суміш інгібіторів, яка містить натрію молибдат і кальцію нітрат у рівному співвідношенні по масі. Ефективність розробленої нами інгібувальної суміші в 10-12 разів вища, ніж її компонентів, взятих кожного окремо, що вказує на прояв ефекту синергізму. Використання ефекту синергізму при розробці сумішей інгібувальних речовин дозволяє багаторазово зменшити вміст неорганічних матеріалів у полімерній основі і відповідно істотно поліпшити технологічність застосування інгібованих ін'єкційних композицій для ремонту тріщин і тріщино подібних дефектів у залізобетонних конструкціях тривалої експлуатації.

Ключові слова: залізобетонна конструкція, інгібітор, тріщина, ін'єкція, арматура

Разработаны и изготовлены оригинальные модельные бетонные образцы-ячейки для коррозионно-электрохимических исследований, которые обеспечивают идентичность условий испытаний для 6-и образцов арматуры. Исследованы поляризационные характеристики, кинетика и частотные зависимости характеристик импеданса модельных образцов, выдержанных в среде слабокислого дождя с добавкой смеси ингибиторов. Установлено, что самой эффективной для антикоррозионной защиты стальной арматуры является смесь ингибиторов, которая содержит натрия молибдат и кальция нитрат в равном соотношении по массе. Эффективность разработанной нами ингибиторной смеси в 10-12 раз выше, чем ее компонентов, взятых каждого в отдельности, что указывает на проявление эффекта синергизма. Использование эффекта синергизма при разработке смесей ингибиторных веществ позволяет многократно уменьшить содержание неорганических материалов в полимерной основе и соответственно существенно улучшить технологичность применения ингибированных инъекционных композиций для ремонта трещин и трещино подобных дефектов в железобетонных конструкциях длительной эксплуатации

Ключевые слова: железобетонная конструкция, ингибитор, трещина, инъекция, арматура

Special model concrete cells, providing identity of tests for six armature samples, were prepared. Polarisation characteristics and impedance dependencies of the model cells, exposed to acid rain solution, were studied. It was established, that the inhibitor blend, containing sodium molybdate and calcium nitrate at equal mass ratio, is most effective for corrosion protection of steel armature. Inhibition efficiency of the blend is in 10–12 times higher than efficiencies of its single components. This clearly indicates a synergistic effect. An addition of the inhibitor to polyurethane injection composition, used for concrete construction repair, increases the adhesion between concrete and reinforcement exposed in corrosion environment. The use of synergism effect in the development of inorganic inhibitor mixtures allows significantly to reduce consumption of materials and to improve manufacturability of injection polymer compositions for reinforced concrete repair.

Keywords: reinforced concrete structure, inhibitor, crack, injection, armature

У залізобетонних конструкціях та спорудах тривалої експлуатації виникають тріщини під сукупним впливом навколишнього середовища і механічних чинників [1, 2]. Внаслідок взаємодії бетону з вуглекислим, сірчистим, азотистим і іншими газами, слабо кислими опадами [3] показник рН бетону знижується до значень, за яких і починається процес корозії арматури, який проходить зі збільшенням об'єму продуктів корозії заліза в 2...7 разів щодо початкового металу. Це спричиняє розтріскування бетонної матриці та її відшаровування від арматури. За-

стосування інгібіторів може істотно зменшити корозію сталі і зберегти цілісність залізобетонної конструкції [4].

Сучасні методи ремонту включають технологію реновації (відновлення працездатності) бетонних і залізобетонних конструкцій і споруд введенням під тиском у порожнини тріщин і інших корозійно-механічних пошкоджень в'язкотекучих поліуретанових композицій [5, 6].

Високий ступінь заповнення об'єму порожнин корозійно-механічних тріщин рідкими по-

ліуретановими композиціями досягається шляхом подачі відновних матеріалів у бетонну матрицю під високим тиском. Через пробурені отвори (рис. 1). Взаємодія поліуретанових композицій із поверхнями бетону на стінках тріщин і дефектів призводить до формування композиційних з'єднань типу «бетон – полімер – бетон».

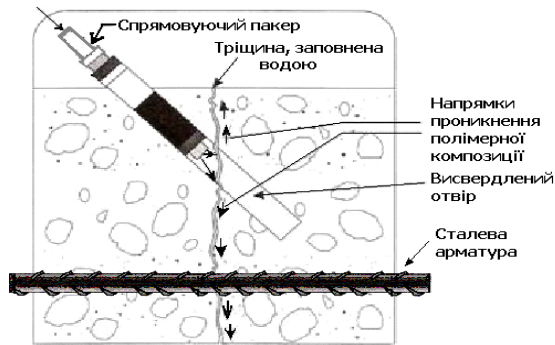


Рис. 1. Схема відновлення зруйнованого тріщиною залізобетону за методом ін'єктування рідкою поліуретановою композицією

Така технологія забезпечує гідроізоляцію арматури в залізобетонних конструкціях з тріщинами, але вимагає додаткового захисту від корозії. У літературі відомі інгібіторні композиції для просочення залізобетону [7], які, однак, мають недостатні захисні властивості.

Дана робота присвячена пошуку і оптимізації суміші інгібіторів з ефектом синергізму захисної дії для мінімізації її вмісту в ін'єкційних композиціях на поліуретановій або поліакрилової основі.

Матеріали і методи досліджень. Для корозійно-електрохімічних досліджень використовували арматурну сталі А500С (ГОСТ 3760-98) у стані постачання. Корозивним середовищем слугував слабокислий розчин з $\text{pH} \sim 4,5$ ($3,18 \text{ mg/l H}_2\text{SO}_4 + 4,62 \text{ амонію сульфату} + 3,20 \text{ натрію сульфату} + 1,58 \text{ HNO}_3 + 2,13 \text{ натрію нітрату} + 8,48 \text{ mg/l натрію хлориду}$), що імітує атмосферні опади в промислових районах України. У цей розчин додавали інгібітори – 1 g/l кальцію нітрату, 1 g/l натрію молібдату та їх сумішей в певних пропорціях. Потенціодинамічні поляризаційні криві знімали на триелектродній електрохімічній комірниці з насиченим каломельним електродом порівняння і платиновим допоміжним електродом за допомогою потенціостата IPC-ProM, з'єданого з комп'ютером. Струми корозії сталі визначали екстраполяцією тафелевських ділянок поляризаційних кривих.

Захисні властивості інгібованих ін'єкційних композицій вивчали методом імпедансу [8].

Вимірювання проводили автоматичним мостом змінного струму Р-5083 за частоти змінного струму $0,1 \text{ kHz}$ при кімнатній температурі. Для цього розробили оригінальну конструкцію бетонних чарунк у вигляді циліндрів заввишки 100 мм і діаметром 100 мм з шістьма просвердленими отворами $\varnothing 12 \text{ мм}$ і завглибшки 80 мм – для прутків сталеві арматури та центральним наскрізним отвором $\varnothing 20 \text{ мм}$ – для допоміжного протиелектрода (рис. 2). Рівновіддалені від центру, зовнішньої і нижньої стінок циліндра і між собою 6 зразків арматури в бетоні знаходилися в максимально ідентичних умовах випробувань, що дозволило з більшою точністю ранжувати якість інгібіторів одночасно в шести чарунках. Робоча площа поверхні зразка арматури в чарунці складала 35 см^2 .

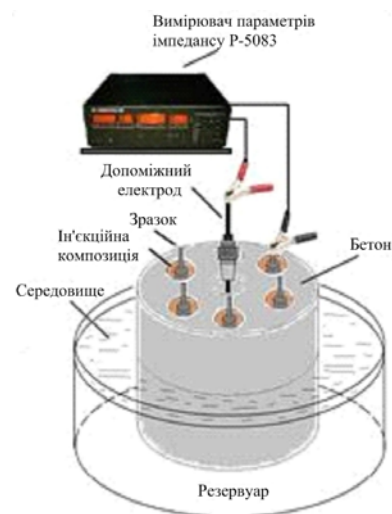


Рис. 2. Схема вимірювання імпедансу стержнів сталеві арматури, закріплених ін'єкційними композиціями з різними інгібіторами у бетонній чарунці

Поверхневий аналіз захисних плівок, утворених на арматурній сталі після витримки в досліджуваних розчинах, здійснювали на скануючому електронному мікроскопі EVO 40XVP з системою рентгенмікроаналізу INCA Energy 350.

Для дослідження адгезії (міцності зчеплення) арматури з бетоном нами розроблено спеціальний тип зразків (рис. 3) розмірами $100 \times 100 \times 300 \text{ мм}$, які виготовляли з тих же матеріалів і за тих же умов, що й чарунки для електрохімічних досліджень. Зразки арматури $\varnothing 12 \text{ мм}$ із сталі А500С, виготовлених із прутків тієї ж партії, що і для електрохімічних досліджень, розміщували уперек великої осі зразків у вершині вузького концентратора – імітатора тріщини, тобто, в зоні максимальних напружень розтягу. Завдяки розміщенню прутків арматури в зоні старту тріщини досягалась

максимальна чутливість методу до зміни значень адгезії за варіації зовнішніх чинників.

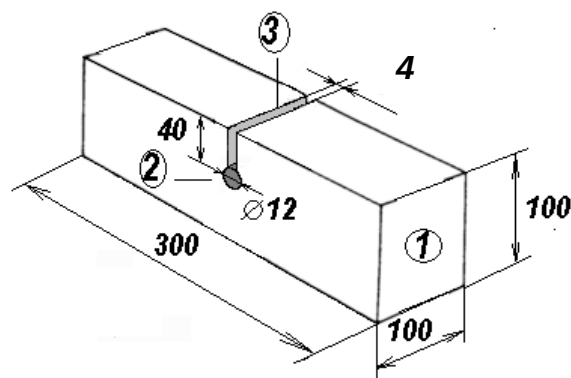


Рис. 3. Ескіз бетонного зразка для визначення адгезії арматури шляхом випробування на згин:

- 1 – бетонна призма; 2 – пруток із арматурної сталі;
3 – щілина – концентратор напруження

Випробування зразків проводили на машині EUS-20 зосередженим згином з розташуванням навантажуючого індентора в площині тріщини (рис. 4). Швидкість навантаження складала $5 \cdot 10^{-3}$ МПа/с.



Рис. 4. Випробування бетонного зразка з прутком арматури зосередженим згином на установці EUS-20

Напруження руйнування зразків з урахуванням глибини концентратора розраховували за формулою: $\sigma_k = 3PL/2b(h - h_k)^2$, де P – зусилля руйнування, L – відстань між опорами, b – ширина, h – висота зразків, h_k – глибина концентратора напружень.

Дослідження ефективності інгібування корозії арматурної сталі за залежностями потенціалу і густини струму корозії від відносного вмісту натрію молібдату за сумарної концентрації 1 г/л кальцію нітриту і натрію молібдату в розчині.

Максимальні значення потенціалу (a) та мінімум густини струму корозії сталі (b) спостерігається за співвідношення натрію молібдату /

кальцію нітрату, рівного 50/50 мас % у робочому середовищі для всіх часових витримок [9].

За даними мікрорентгеноспектрального аналізу продукти корозії містять атоми молібдену, кальцію, кисню. Можна припустити, що корозійна плівка формується на основі натрію молібдату [10].

Імпедансні дослідження модельних систем бетон – ін'єкційна композиція – сталева арматура проводили у бетонній чарунці (див. рис. 2). Шість стержнів арматури ущільнювали ін'єкційними композиціями різного складу. До чистої поліуретанової композиції Webac 1403 із розрахунку на сумарний об'єм поліольної (А) та ізоціанатної (В) складових додавали натрію молібдат + кальцію нітрит в наступних пропорціях масових часток: 1) 6 мас. ч. натрію молібдату; 2) 6 – кальцію нітриту $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$; 3) 3 – кальцію нітриту + 3 натрію молібдату; 4) 2 – натрію молібдату + 4 кальцію нітриту; 5) – 4 натрію молібдату + 2 кальцію нітриту; 6) композиція Webac 1403 без додавання інгібіторів – контрольний зразок.

Дослідженнями встановлено, що опір змінному струму модельної системи бетон – ін'єкційна поліуретанова композиція – стержень арматурної сталі в перші дні витримки в слабкислому дощовому розчині різко знижується для всіх складів інгібіторних композицій. Це свідчить про набухання полімерного шару між стінкою бетонного зразка та стержнем арматури. Така кінетика питомого опору є типовою для полімерних матеріалів. Надалі значення опору модельних систем стабілізуються і протягом 125 діб витримки в середовищі дещо зростають.

На часових залежностях ємності впродовж 40...50 діб витримки в слабкислому середовищі спостерігається зростання, що, очевидно, спричинено проникненням молекул води і іонів розчину в ін'єкційний шар. Після 50 діб експозиції ємність модельних систем починає знижуватися, що найімовірніше викликане пасивацією поверхні арматурних стержнів під впливом інгібіторів. У разі поліуретанової композиції з сумішшю нітратного і молібдатного інгібіторів, ємність модельної системи є найнижчою, що свідчить про утворення на поверхні стержня арматури суцільної пасивуючої плівки. На основі аналізу даних досліджень залежностей електродного потенціалу і густини струму корозії та імпедансних характеристик від співвідношення вмісту натрію молібдату та кальцію нітрату в інгібувальній суміші встановлено, що максимальний ефект синергізму ефе-

ктивності інгібіторного захисту сталі від корозії в середовищі штучного слабокислого дощу спостерігається за рівної (50/50) масової концентрації вказаних хімічних сполук [9].

На основі отриманих результатів досліджень запропоновано ін'єкційну композицію для захисту арматури в залізобетоні, на яку отримано патент України [11].

Дослідження впливу розробленого інгібітору на механічні властивості бетонних зразків з арматурними прутками. Одну серію призматичних бетонних зразків витримували в середовищі штучного слабокислого дощу, другу серію – в тому ж середовищі, інгібованою

сумішшю натрію молібдату і кальцію нітрату при співвідношенні 1:1, третю, контрольну, серію зразків витримували в середовищі лабораторного повітря. Час витримання в інгібованому та неінгібованому середовищах складав 60 діб, тобто більше від часу пасивації арматурної сталі за наявності інгібітору. Середовище слабкислого дощу більшою мірою знижує міцність зразків (№ 6-10) ніж те ж середовище з інгібітором (№ 11-15), що складається з рівних частин кальцію нітрату та натрію молібдату в порівнянні з випробуваннями контрольних зразків (№ 1-5), які не підпадали під вплив середовища (табл. 1, I-а колонка).

Таблиця 1

Дані випробувань бетонних зразків з арматурними прутками у вершинах концентраторів напруження

№ зразка	Міцність зразків σ , МПа			Відношення $\sigma_{к2}/\sigma_{к1}$	Примітка
	Вихідний стан $\sigma_{к0}$	Перше склеювання $\sigma_{к1}$	Друге склеювання $\sigma_{к2}$		
1	3.9	4.1	5.2		Витримка на повітрі, склейка без інгібіторів
2	4.2	4.3	5.1		
3	3.5	3.6	4.9		
4	3.7	3.9	4.7		
5	3.4	3.7	4.3		
Середнє	3.7	3.9	4.8	1.3	
6	3.1	3.3	3.8		Витримка у середовищі слабо кислого дощу 60 діб, склейка без інгібітора
7	3.8	3.9	4.1		
8	2.9	3.2	3.7		
9	3.3	3.5	3.9		
10	3.0	3.3	3.6		
Середнє	3.2	3.4	3.8	1.2	
11	3.6	3.9	4.2		Витримка у середовищі слабкислого дощу 60 діб, склейка з інгібітором
12	3.6	3.8	4.3		
13	3.8	4.2	4.5		
14	3.5	3.9	4.1		
15	3.7	3.7	3.9		
Середнє	3.6	3.9	4.2	1,2	

Менші значення міцності зразків, витриманих у середовищі слабкислого дощу без інгібітору є, мабуть, наслідком більшого об'єму продуктів корозії, утворених на поверхні арматурних стержнів.

Тріщини утворилися на межі розділу округлої арматури і бетону, де реалізується складно напружений стан – розтяг зі зсувом під час зги-

ну зразка, розповсюджувались по контуру арматури і, далі в бетоні до розлому зразка (рис. 5, а).

Злами випробуваних зразків висушували в середовищі лабораторного повітря і склеювали парні половинки ін'єкційною композицією, імітуючи заповнену щілину тріщин під час ремонту бетонних конструкцій.

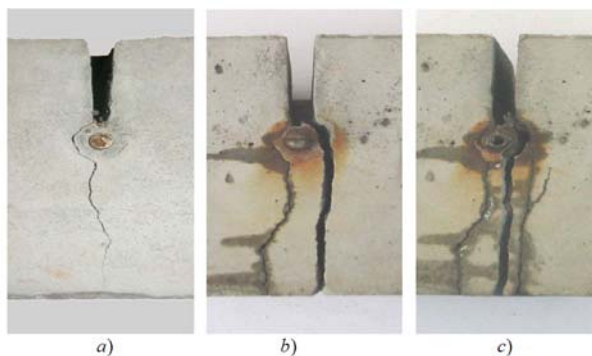


Рис. 5. Вигляд розломів вихідного (а), один раз склеєного (b) і двічі склеєного (с) бетонних призматичних зразків

Парні половинки розламаних зразків, витриманих на повітрі і в середовищі без інгібітору склеювали ін'єкційною композицією без вмісту інгібітору, а половинки зразків, які були витримані в середовищі з інгібітором склеювали ін'єкційною композицією з додаванням інгібітору. Інгібітор висушували протягом 1 год. за температури 125 °С охолоджували і додавали в поліоліну складову.

Після склеювання зразки витримували протягом 7 діб у лабораторних умовах для полімеризації поліуретану і знову занурювали в корозивні розчини. Через 20 діб склеєні зразки повторно випробовували на міцність зосередженим згином. Тріщини зароджувалися і розповсюджувалися на протилежній від склеєної поверхні прутка арматури (рис. 5, b), а міцність склеєних зразків усіх серій була дещо вищою, ніж така у вихідному стані (див. табл. 1, II-га колонка). Збільшення міцності можна пояснити тим, що в першому випадку зразки руйнувалися по слабшій ланці. Зруйновані після першого склеювання зразки висушували і склеювали повторно парні половинки за вищеприписаною технологією і знову занурювали у відповідні корозивні розчини на 20 діб.

Випробування зразків, склеєних двічі, коли арматура була приклеєна до бетону по колу, показали, що їх міцність зросла від такої зразків у вихідному стані в 1,2...1,3 рази. Максимальне підвищення міцності зразків характерне для зразків, що не піддавалися дії корозивного середовища, дещо менше в середовищі слабкислого дощу. Виявлений суттєвий вплив інгібітору на підвищення міцності зразків по відношенню до неінгібованих розчину та ін'єкційної композиції (див. табл. 1, колонка 4) є очевидно наслідком зменшення товщини іржі на поверхні арматури.

Отримані нами результати узгоджуються з відомими [12], коли міцність зразків після ре-

монту по методу ін'єкційних технологій збільшувалася в 1,4 рази.

Підвищення міцності двічі склеєних зразків відносно такої вихідних і один раз склеєних зразків пояснюється зміною траєкторії тріщини (в обхід стержня арматури, див. рис. 5, c) з позицій механіки руйнування [13].

Висновки

1. Розроблені та виготовлені оригінальні модельні бетонні зразки-чарунки для корозійно-електрохімічних досліджень, які забезпечують ідентичність умов випробувань для 6-ти зразків арматури. Досліджені поляризаційні характеристики, кінетика та частотні залежності характеристик імпедансу модельних зразків, витриманих у середовищі слабкислого дощу з додаванням суміші інгібіторів.

2. Встановлено, що найефективнішою для антикорозійного захисту сталеві арматури є суміш інгібіторів, яка містить натрію молібдат і кальцію нітрат у рівному співвідношенні по масі. Ефективність розробленої нами інгібувальної суміші в 10...12 разів вища, ніж її компонентів, взятих кожного зокрема, що вказує на прояв ефекту синергізму.

3. Використання ефекту синергізму при розробці сумішей інгібувальних речовин дозволяє багаторазово зменшити вміст неорганічних матеріалів у полімерній основі і відповідно істотно поліпшити технологічність застосування інгібованих ін'єкційних композицій для ремонту тріщин і тріщино подібних дефектів у залізобетонних конструкціях тривалої експлуатації.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Алексеев, С. Н., Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной пром. среде [Текст] / С. Н. Алексеев, Н. К. Розенталь. – М.: Стройиздат, 1976. – 132 с.
2. Москвин, В. М. Трещины в железобетоне и коррозия арматуры [Текст] / В. М. Москвин, С. Н. Алексеев, Г. П. Вербецкий, В. И. Новгородский. – М.: Стройиздат, 1971. – 144 с.
3. Acid Rain, A review of the phenomenon in EEC and Europe [Текст] / Acid Rain. – A report prepared for the Commission of the European Communities. Brussels and Luxemburg. Graham and Trofman Lim. 1983.
4. Алексеев, С. Н., Ингибиторы коррозии стали в железобетонных конструкциях [Текст] / С. Н. Алексеев, В. Б. Ратинов, Н. К. Розенталь. – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.
5. Лучко, Й. Й., Методи підвищення корозійної стійкості та довговічності бетонних і заліобе-

- тонних конструкцій і споруд [Текст] / Й. Й. Лучко, І. І. Глагола, Б. Л. Назаркевич. – Львів: Каменярь, 1999. – 229 с.
6. Розробка ін'єкційних технологій та створення комплексу пересувного устаткування для діагностики та відновлення працездатності бетонних і залізобетонних конструкцій і споруд, що експлуатуються в умовах корозійно-механічного руйнування [Текст] / В. І. Маруха та ін. // Наука та інновації. – 2007. – № 5. – С. 26-33.
 7. United States Patent № 6174461. C04B41/45. Concrete sealers with migrating corrosion inhibitors [Текст]. В.А.Міксіс, С.М. Сучу, М. Харшан. Publ. 01.16.2001.
 8. Карякина, М. И. Испытание лакокрасочных материалов и покрытий [Текст] / М. И. Карякина. – М.: Химия, 1988. – 272 с.
 9. Синергічний вплив нітратного та молібдатного інгібіторів на корозію арматурної сталі [Текст] / В. І. Похмурський та ін. // Эффективность реализации научного, ресурсного и промышленного потенциала. – ПГТ Славское, Львовской обл., февраль 2009. – С. 110-112.
 10. Saraswathy, V., Improving the durability of concrete by using inhibitors [Текст] / V. Saraswathy, H.-W. Song // Building and Environment. – 2007. – 42. – P. 464-472.
 11. Патент на корисну модель № 40707. Ін'єкційна композиція [Текст] / Похмурський В. І., Зінь І. М., Маруха В. І., Гнип І. П., Білий Л. М. – бюл № 8 від 27.04.2009 р.
 12. Просочувально-штукатурно-ін'єкційно-фарбувальна технологія санації залізобетонних конструкцій, що мають пошкодження та дефектні зони. „Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин” [Текст] / Є. В. Лебедев, В. М. Коляда, С. В. Коляда. – ІЕЗ ім. Е.О.Патона, Київ: 2006. – С. 470-473.
 13. Міцність пошкоджень тріщинами елементів конструкцій, залікованих за ін'єкційними технологіями [Текст] / В. В. Панасюк, В. І. Силованюк, В. І. Маруха // Фіз.- хім. механіка матеріалів. – 2005. – № 6. – С. 60-64.
- Надійшла до редколегії 14.04.2011.
Прийнята до друку 28.04.2011 р.

І. В. МЕЛЬНИК, Р. З. ДОБРЯНСЬКИЙ, Р. І. КАНАФОЦЬКИЙ,
Н. Б. ДАВИДОВСЬКИЙ (НУ «Львівська політехніка»)

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ПОЗДОВЖНЬОЮ АРМАТУРОЮ КЛАСУ A500C, ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНОЮ СИСТЕМОЮ RUREDIL X MESH GOLD

Підсилення залізобетонних балок з поздовжньою арматурою класу A500C композитною системою Ruredil X Mesh Gold суттєво збільшило їх міцність, жорсткість і тріщиностійкість.

Ключові слова: залізобетонна балка, арматура, композитний матеріал, граничний стан, Ruredil

Усиление железобетонных балок с продольной арматурой класса A500C композитной системой Ruredil X Mesh Gold существенно увеличило их прочность, жесткость и трещиностойкость.

Ключевые слова: железобетонная балка, арматура, композитный материал, предельное состояние, Ruredil

Strengthening of reinforced concrete with longitudinal reinforcement class (A500C) composite beam system Ruredil X Mesh Gold substantially increased their strength, hardness and fracture toughness.

Keywords: concrete beam, armature, composite material, marginal state, Ruredil

Актуальність проблеми

Підсилення є одним з ефективних методів відновлення та збільшення міцності, жорсткості і тріщиностійкості залізобетонних конструктивних елементів.

В останні роки при підсиленні будівельних конструкцій все ширше використовують високоміцні композити з різних матеріалів. Цьому сприяє ряд позитивних сторін композитів: висока міцність на розтяг, у тому числі при змінних навантаженнях, незначна власна вага, легкість транспортування, нескладна технологія підсилення, відсутність обмежень по довжині, висока корозійна стійкість.

Високоміцні композити виготовляють на основі скляних, базальтових, арамідних та вуглецевих волокон. Найчастіше на практиці використовують композити з вуглецевих волокон. На будівельний ринок вони поставляються у вигляді окремих смуг (стрічок) і тканин (матів). Експериментальні дослідження і використання на практиці, проведені у багатьох країнах світу, у тому числі в Україні, підтвердили їх зазначені вище позитивні сторони і високу ефективність [1, 2, 3].

В останні роки на будівельному ринку появились нова композиційна зовнішньоармуюча зміцнююча система італійської фірми Ruredil [4]. В Україні дослідження цієї системи не проводилися.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. З інформаційних матеріалів відомо, що система Ruredil X Mesh Gold складається з органічних високоміцних волокон у вигляді сітки і стабілі-

зованої неорганічної матриці, призначеної для з'єднання сітки з поверхнею бетону. Система призначена для зміцнення балкових елементів на згин, зсув, кручення, а також для підсилення позацентрального стиснутих елементів.

В [4] подано схеми підсилення і результати експериментальних досліджень залізобетонних балок, зміцнених системою Ruredil X Mesh Gold. Переріз всіх 4-х експериментальних балок був однаковим – $40(b) \times 25(h)$ см. В залежності від кількості шарів сіток, схеми завантажень (однієї посередині чи двома симетричними зосередженими силами) в цих експериментах зафіксовано збільшення несучої спроможності балок від 10 до 30 %.

В 2009 р. згідно з угодою між НУ «Львівською політехнікою» і ТзОВ «Альпі-Львів», яка є офіційним представником Ruredil в Україні, проведені експериментальні дослідження двох серій балок (І і ІІ) з поздовжньою арматурою різних класів. Результати досліджень балок з арматурою класу А-ІІ, об'єднаних в серію І, подані в попередній публікації [5].

Мета і задачі досліджень. Провести експериментальні дослідження залізобетонних балкових елементів з поздовжньою робочою арматурою класу A500C за ДСТУ 3760-98, зовнішньо армованих різною кількістю робочих волокон сітки Ruredil, і визначити ефект підсилення за основними конструкційними показниками балок: міцності, жорсткості і тріщиностійкості.

Методика досліджень. Базовою (вихідною) конструкцію дослідних зразків є балкові залізобетонні елементи загальною довжиною 2,1 м з

розмірами перерізу $b \times h = 10 \times 22$ см (рис. 1). Балки армовані просторовим каркасом з обірваною верхньою робочою арматурою у середній зоні для дослідження стиснутого бетону без впливу стиснутої арматури. Для упередження руйну-

вання балок по похилих перерізах приопорні ділянки відповідно заармовані з частим розташуванням поперечної арматури. Основна робоча арматура – $2 \times \text{Ø}12 \text{ A-II}$.

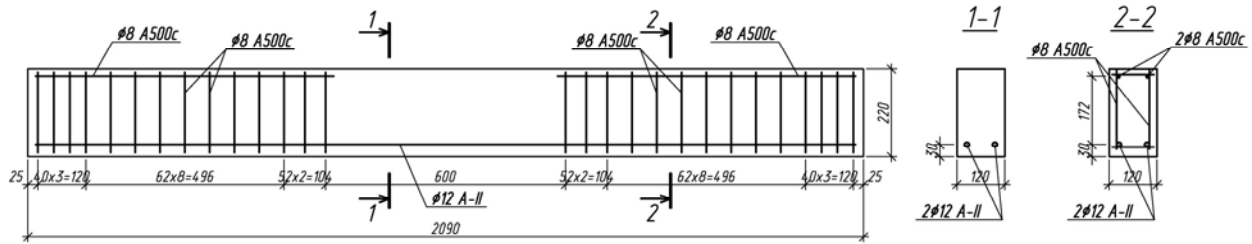


Рис. 1. Вихідна конструкція дослідних балок

Підсилення досліджуваних балок виконували за 3-ма схемами в залежності від кількості підсилюючого матеріалу (рис. 2). У першій схемі (див. рис.2, *б*) в прольотній частині балки наклеювали один шар сітки на всю ширину нижньої

грані балки, у другій – два шари сітки (див. рис. 2, *в*). У 3-й схемі, крім нижнього шару сітки, додатково наклеювали U-подібну сітку, що огортала балку знизу і по боках (див. рис. 2, *г*).

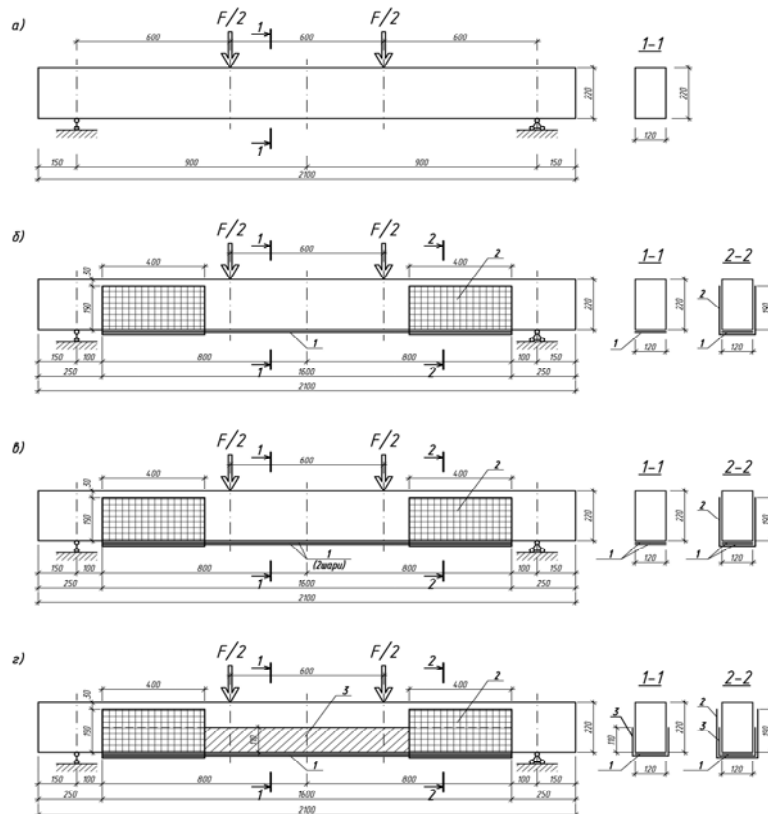


Рис. 2. Конструкція дослідних балок за схемою підсилення:

а – вихідна конструкція (до підсилення); *б* – підсилення одним шаром сітки знизу; *в* – підсилення двома шарами сітки знизу; *г* – підсилення одним шаром сітки знизу і другим U-подібним шаром сітки знизу і по боках; 1 – шар сітки знизу; 2 – анкеруючі U-подібні сітки на приопорних ділянках; 3 – U-подібна сітка в прольотній частині балки

Таким чином, в залежності від кількості підсилюючого матеріалу, отримали три конструктивних схеми підсилення балок. Незалежно від схеми підсилення, на приопорних ділянках наклеювали анкеруючі сітки, які охоплювали знизу і по боках підсилюючі прольотні шари сіток.

Всього випробувано чотири балки: одна для порівняння непідсилена – марки Б-II (див. рис. 2, *а*) і три підсилені марок Б-II R (див. рис. 2, *б*), Б-II RR (див. рис. 2, *в*), Б-II RRR (див. рис. 2, *г*), які за наведеними далі схемами підсилювали до завантаження.

Використана для підсилення дослідних балок систем Ruredil X Mesh Gold складається з сітки, виготовленої з волокон поліпарафеніленбензооксазолу (Р.В.О) і стабілізованої неорганічної матриці, призначеної для з'єднання (склеювання) сітки з поверхнею бетону. Основні фізико-механічні властивості сітки такі: густина $1,56 \text{ г/м}^3$, міцність на розтяг $5,8 \text{ ГПа}$, модуль пружності 270 МПа , гранична деформація $2,15 \%$. У напрямку основних напружень (деформацій) сітка має у два рази більше волокон, ніж в іншому напрямі.

Стабілізована неорганічна матриця Ruredil X Mesh Gold M750 має такі механічні характеристики: міцність на стиск 28 МПа , міцність на згин $3,5 \text{ МПа}$, модуль пружності 6000 МПа .

Міцність бетону балок на момент випробувань становила $28,3 \text{ МПа}$, модуль пружності бетону $2,05 \times 10^4 \text{ МПа}$.

Балки випробовували на силовому стенді. Навантаження створювали гідравлічним домкратом і через силорозподільчу траверсу прикладали до балок двома зосередженими силами, створюючи таким чином зону чистого згину, у межах якої досліджували деформативність нормальних перерізів по висоті перерізу балок. Для цього до верхньої і бокової граней балки були приєднані тримачі індикаторів і упорів на базі 230 мм . Деформації поздовжньої арматури заміряли на тій самій базі з закріпленням приладів до коротунів, які приварювали до стержнів перед бетонуванням балок (рис. 3).

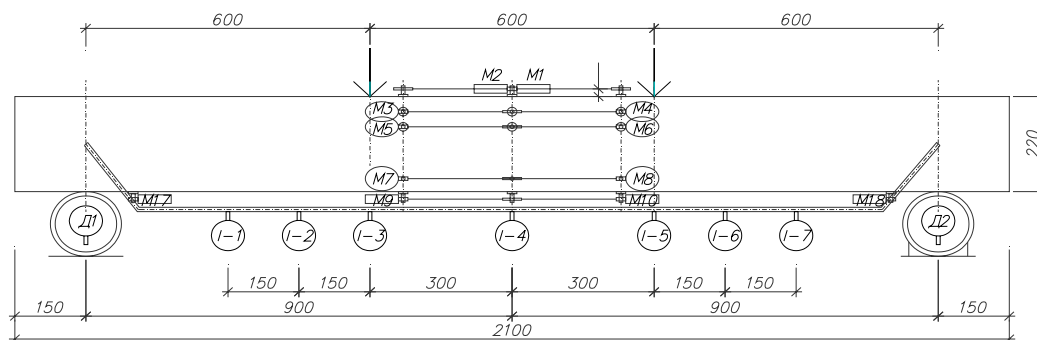


Рис. 3. Схема розташування приладів:

M1-M10 – індикатори годинникового типу з ціною поділки $0,001 \text{ мм}$, для заміру деформацій; I-1-I-7 індикатори годинникового типу для заміру прогинів; D-1-D-2 – динамометри кільцевого типу

Результати випробувань

Результати експериментальних досліджень за показниками міцності, деформацій і тріщиностійкості подані нижче у вигляді графіків, таблиці та порівняльного аналізу цих показників для підсилених і непідсилених балок.

Міцність. Всі випробувані балки зруйнувалися внаслідок втрати несучої спроможності нормальних перерізів. Непідсилена балка марки Б-II зруйнувалася внаслідок текучості поздовжньої робочої арматури з послідовним дробленням бетону стисненої зони. Іншим був характер руйнування підсилених балок – вичерпання їх несучої спроможності почалося з дроблення стиснутої зони бетону. При цьому порушення зчеплення (зсуву) на приопорних ділянках сіток не спостерігалось. Ефект зміцнення безпосередньо залежав від кількості підсилюючих волокон сітки і становив від $18,4 \%$ до $36,1 \%$ (табл. 1).

Деформативність випробуваних балок подана у вигляді графіків деформацій нормальних

перерізів і прогинів посередині прольоту як інтегруючої величини деформацій у стиснутій та розтягнутій зонах та поперечних деформацій балок.

Таблиця 1

Міцність залізобетонних балок

№ з/п	Марка балки	Руйнівне навантаження F, кН	Ефект підсилення, %
1	Б-II	78,1	-
2	Б-II R	92,5	18,4
3	Б-II RR	95,0	21,6
4	Б-II RRR	10,3	36,1

Графіки зміни прогинів показують, що жорсткість підсилених балок були майже однаковою (рис. 4). Найбільшу деформативність, як і очікували, має непідсилена балка, порівняно з якою жорсткість підсилених балок при навантаженні $40 \dots 70 \text{ кН}$ збільшилася на $14 \dots 22 \%$.

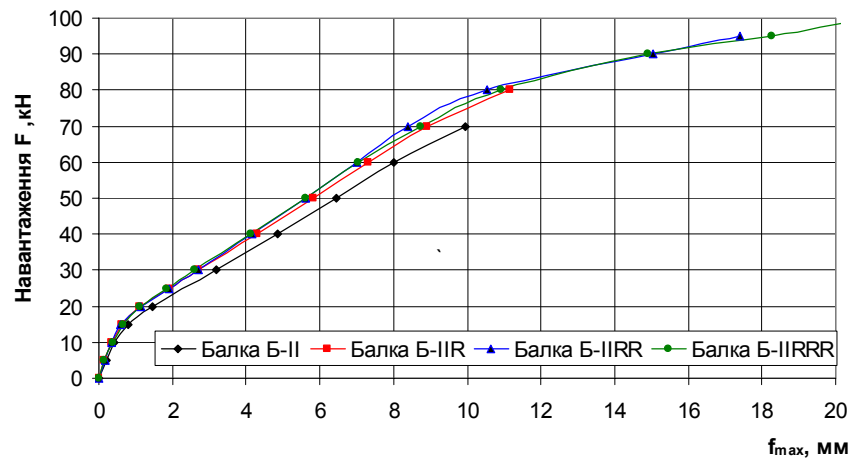


Рис. 4. Графіки прогинів досліджуваних балок

Як бачимо, кількість підсилюючих волокон сітки незначно впливає на загальну жорсткість балок. Графіки деформацій по висоті нормальних перерізів балок це підтверджують (рис. 5, 6, 7, та 8). Так при навантаженні 40...70 кН деформації крайніх волокон нормальних перерізів (стиснутого бетону і розтягнутої стрічки) є бли-

зькими, що і відображається на загальній величині прогинів. Проте при вищих рівнях навантаження по мірі збільшення кількості зміцнюючих волокон в балках Б-IIR, Б-IIRR деформації хоча і збільшуються, але не є критичними. На величину прогинів вплинули також деформації зсуву приопорних ділянок.

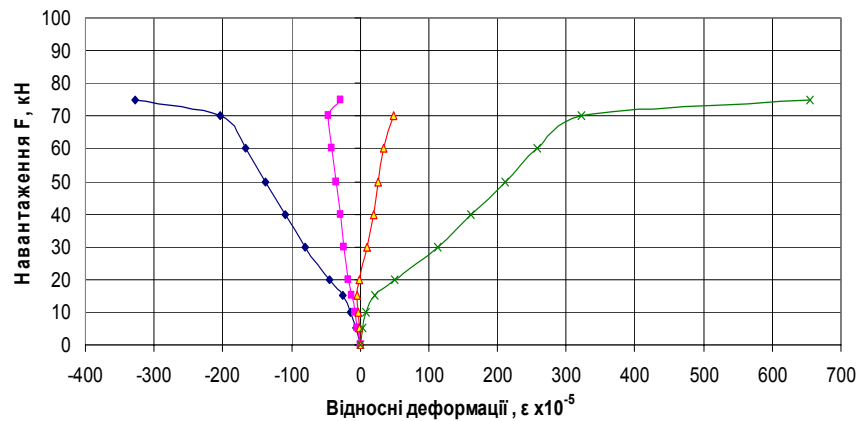


Рис. 5. Деформації нормальних перерізів балки Б-II:
1, 2, 3 – бетону; 4 – арматури

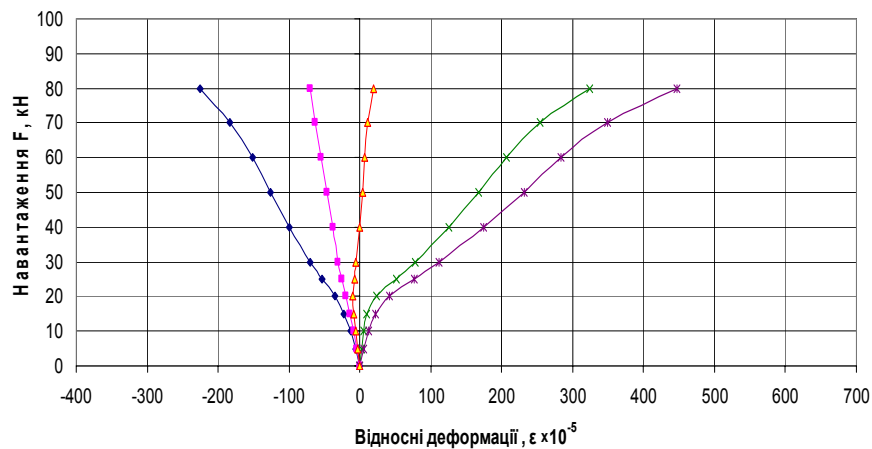


Рис. 6. Деформації нормальних перерізів балки Б-IIR:
1, 2, 3 – бетону; 4 – арматури; 5 – композитної сітки

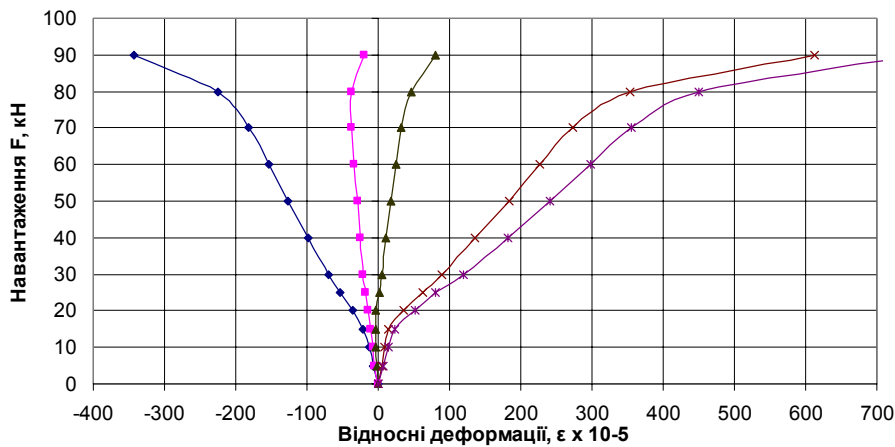


Рис. 7. Деформації нормальних перерізів балки Б-IIR:
1, 2, 3 – бетону; 4 – арматури; 5 – композитної сітки

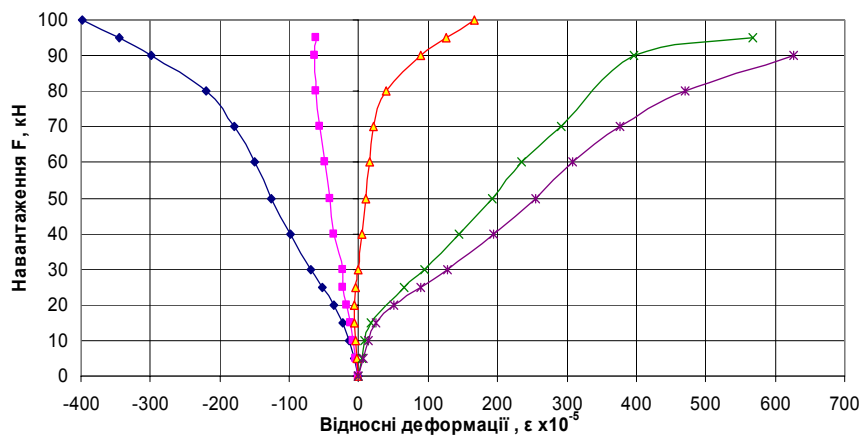


Рис. 8. Деформації нормальних перерізів балки Б-IIRRR:
1, 2, 3 – бетону; 4 – арматури; 5 – композитної сітки

Тріщиностійкість. Тріщиностійкість балок оцінювали як за величиною навантаження, при якому виникли перші нормальні тріщини, так і за величиною їх розкриття при подальшому збільшенні навантаження.

Перші нормальні тріщини виникли в невідсиленій балці Б-II при навантаженні $F = 7,5$ кН, у балках Б-II R і Б-II RR – відповідно при навантаженні 10,5 кН і 12,5 кН.

Кількість підсилюючих волокон сіток суттєво вплинула також на ширину розкриття тріщин. Так, при навантаженні $F = 50$ кН максимальна ширина розкриття нормальних тріщин в зоні чистого згину становила для балки Б-II 0,17 мм, для балок Б-II R і Б-II RR відповідно 0,14 мм і 0,12 мм, що порівняно з невідсиленою балкою менше на 17,6 % і 29,4 %.

В балці Б-IIRRR другий підсилюючий шар сітки наклеювався на половину нижньої висоти бокових граней балки, перекриваючи всю розтягнуту зону. Тріщини в цій зоні не були виявлені навіть на стадіях, близьких до руйнування.

Висновки

Підсилення залізобетонних балок з поздовжньою арматурою класу A500C композитною системою Ruredil X Mesh Gold суттєво збільшило їх міцність, жорсткість і тріщиностійкість.

В залежності від кількості наклеєних на розтягнуту зону високоміцних волокон (кількості шарів сітки) міцність нормальних перерізів балок збільшилась від 18 % до 36 %, жорсткість при нормативних рівнях навантаження збільшилась на 14...22 %, ширина розкриття тріщин зменшилась на 18...30 %.

При наклеюванні на нижню і бокові грані балок композитної системи тріщини не виникають навіть на передруйнівних етапах.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Meier, U., Strengthening of Structures with CFRP Laminates [Текст] / U. Meier, K. Kaiser. // Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, Proceedings of the

- Specialty Conference (ASCE). – Las Vegas, Nevada, 1991. – P. 224-232.
2. Kotynia, R. Niektore aspekty wzmacniania belek na zginanie taśmami CFRP [Текст] / R. Kotynia // XLIII konf.nauk. KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo- badawcze budownictwa. – Tom IV. Konstrukcje betonowe. – Krynica, 1997. – S.117-124.
 3. Кваша, В. Застосування композитів CFRP для підсилення залізобетонних мостів в Україні [Текст] / В. Кваша, І. Мельник, Ю. Собко, А. Мурин, Р. Добрянський // 9th International Scientific Conference “Current issues of civil and environmental engineering”. – Rzeszow, 3-4 September, 2004. – С. 221-227.
 4. Інформаційні матеріали фірми Ruredil. АЛЬПІ [Текст] – Львів, 2009 р.
 5. Мельник І.В., ТзОВ «Альпі-Львів» випробовування залізобетонних балок з поздовжньою арматурою класу А-II, підсилених композитними матеріалами Ruredil X Mesh Gold [Текст] / І. В. Мельник, Р. З. Добрянський, Р. І. Канафоцький, М. О. Кузик, Філіпішин // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 487-492.

Надійшла до редколегії 14.04.2011.

Прийнята до друку 28.04.2011.

КОНТАКТНА ВЗАЄМОДІЯ КРУГОВОГО ШТАМПА З ШАРОМ ПРИ НЕІДЕАЛЬНОМУ ТЕПЛОВОМУ КОНТАКТІ

Побудовано розв'язок осесиметричної контактної задачі термопружності про тиск гарячого циліндричного кругового ізотропного штампа на пружний ізотропний шар з урахуванням неідеального теплового контакту між штампом і шаром. Одержано формули для визначення температурного поля і нормального напруження. Досліджено вплив контактної провідності на розподіл температурних полів і нормального напруження у зоні контакту.

Ключові слова: нормальне напруження, деформація, граничні умови, контактна задача

Построено решение осесимметрической контактной задачи термоупругости о давлении горячего цилиндрического кругового изотропного штампа на упругий изотропный слой с учетом неидеального теплового контакта между штампом и слоем. Получены формулы для определения температурного поля и нормального напряжения. Исследовано влияние контактной проводимости на распределение температурных полей и нормального напряжения в зоне контакта.

Ключевые слова: нормальное напряжение, деформация, граничные условия, контактная задача

Solution of the axis-symmetric contact task of thermo-elasticity of the hot cylinder circular punch stress on the elastic isotropic layer taking into account a non-ideal heat contact between punch and layer is built. Formulas for determination of the temperature field and normal stress in the contact area are obtained. The effect of the contact elasticity on the temperature and normal stress distribution is investigated. Investigation was made on the influence of the contact conductivity on distributing of the temperature fields and normal stress in the area of contact of two bodies.

Keywords: normal stress, deformation, scope terms, contact task

Постановка проблеми

Визначення контактних деформацій і напружень з урахуванням температурних полів є необхідним для дослідження міцності деталей машин і елементів конструкцій у місцях їхньої взаємодії, при розрахунку конструкцій на пружній основі з метою раціонального використання матеріалу конструкції і несучої здатності основи.

Аналіз останніх досліджень і публікацій

В працях [1-5] досліджується вплив температурних факторів на характер контактної взаємодії тіл. Зокрема, в роботах [4, 6] розв'язані осесиметричні контактні задачі термопружності про тиск циліндричного кругового штампа з плоскою основою на пружний півпростір при неідеальному тепловому контакті для ізотропних і трансверсально-ізотропних матеріалів. Проте, недостатньо вивченим є вплив умов неідеального теплового контакту на величину і характер температурних полів, а також контактного нормального напруження в системі тіл циліндр-шар.

Мета роботи. Побудувати розв'язок осесиметричної контактної задачі термопружності

про тиск циліндричного кругового штампа з плоскою основою на пружний шар з урахуванням неідеального теплового контакту. Необхідно знайти формули для визначення температури в циліндрі і шарі, а також нормальних напружень в зоні контакту та дослідити вплив контактної провідності на розподіл температури і нормальних напружень.

Постановка задачі. Нехай циліндричний круговий штамп радіусом R і довжиною L , з плоскою основою, втискується силою P в ізотропний пружний шар скінченної товщини H . Поверхня шару зовні площадки контакту вільна від зовнішніх зусиль. На площадці контакту дотичні напруження $\tau_{rz} = 0$. На вільному торці циліндра задана постійна температура T_0 . Бічна поверхня циліндра теплоізолювана. Тепловий контакт між тілами припускається неідеальним. На вільних поверхнях шару відбувається теплообмін із зовнішнім середовищем за законом Ньютона. При зроблених припущеннях необхідно визначити температурні поля і контактні нормальні напруження.

Введемо циліндричну систему координат r, θ, z , центр якої лежить на поверхні шару, а вісь Oz спрямована вздовж циліндра. Всі вели-

чини, які позначені індексом «1», відносяться до шару, без індексів – до циліндра.

Граничні умови для температури, напружень і переміщень матимуть вигляд:

$$T = T_0, \quad (0 \leq r \leq R, \quad z = L). \quad (1)$$

$$\frac{\partial T}{\partial r} = 0, \quad (r = R, \quad 0 \leq z \leq L). \quad (2)$$

$$\lambda_z^1 \frac{\partial T^1}{\partial z} = \lambda_z \frac{\partial T}{\partial z},$$

$$\lambda_z^1 \frac{\partial T^1}{\partial z} = h_0 (T - T^1), \quad (0 \leq r \leq R, \quad z = 0). \quad (3)$$

$$\frac{\partial T^1}{\partial z} + H_2^1 T^1 = 0, \quad (R \leq r < \infty, \quad z = 0). \quad (4)$$

$$\frac{\partial T^1}{\partial z} - H_1^1 T^1 = 0, \quad (0 \leq r < \infty, \quad z = -H). \quad (5)$$

$$u_z^1 = -\varepsilon, \quad (0 \leq r \leq R, \quad z = 0);$$

$$\sigma_z^1 = 0, \quad (R < r < \infty, \quad z = 0) \quad (6)$$

$$\tau_{rz}^1 = 0, \quad (0 \leq r < \infty, \quad z = 0);$$

$$u_z^1 = 0; \quad \tau_{rz}^1 = 0, \quad (0 \leq r < \infty, \quad z = -H) \quad (7)$$

де $H_i^1 (i=1,2)$, λ_z , λ_z^1 – коефіцієнти теплообміну і теплопровідності, h_0 – контактна провідність, ε – величина вертикального переміщення штампа.

Розв'язування крайових задач для рівнянь теплопровідності і термопружності

Відомо [3], що в осесиметричному випадку термопружний потенціал і температурне поле для ізотропного тіла знаходяться із рівнянь:

$$\nabla^2 \varphi = \alpha_T \frac{1+\sigma}{1-\sigma} T, \quad \nabla^2 T = 0, \quad (8)$$

а температурні напруження і переміщення визначаються за формулами:

$$u_z^{(T)} = \frac{\partial \varphi}{\partial z}, \quad \sigma_z^{(T)} = -2\mu \left(\frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} \right),$$

$$\tau_{rz}^{(T)} = 2\mu \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r \partial z}, \quad (9)$$

де – коефіцієнт лінійного температурного розширення; μ , σ – модуль зсуву і коефіцієнт Пуассона.

Для визначення температурного поля в шарі введемо трансформанту Ганкеля функції $T^1(\xi, z)$ нульового порядку

$$\overline{T^1}(\xi, z) = \int_0^\infty r T^1(r, z) J_0(\xi r) dr \quad (10)$$

за допомогою якої, із другого рівняння (8), знаходимо вираз для $T^1(\rho, \zeta)$ через дві довільні функції $\varphi_1(\eta)$ і $\varphi_2(\eta)$:

$$T^1(\rho, \zeta) = \int_0^\infty [\varphi_1(\eta) e^{\eta \zeta} + \varphi_2(\eta) e^{-\eta \zeta}] \cdot J_0(\eta \rho) d\eta \quad (11)$$

де $J_0(\eta \rho)$ – функція Бесселя першого роду дійсного аргументу, $\rho = r/R$; $\zeta = z/R$; $\eta = \xi R$.

Температурне поле в циліндрі знаходимо методом Фур'є. Загальний розв'язок має вигляд:

$$T(r, z) = A_0 z + B_0 + D_0 (r^2 - 2z^2) +$$

$$+ \sum_{k=1}^\infty J_0(\beta_k r) (A_k \operatorname{sh} \beta_k z + B_k \operatorname{ch} \beta_k z) +$$

$$+ \sum_{k=1}^\infty I_0(\gamma_k r) (C_k \sin \gamma_k z + D_k \cos \gamma_k z), \quad (12)$$

де A_k, B_k, C_k, D_k – довільні постійні; $I_0(\gamma_k r)$ – функція Бесселя першого роду уявного аргументу; β_k, γ_k – власні значення, які знаходяться із граничних умов.

Термопружний потенціал φ визначається з першого рівняння (8) у вигляді

$$\varphi(\rho, \zeta) = \frac{1}{2} \frac{1+\sigma^1}{1-\sigma^1} \alpha_{T^1} \zeta \times$$

$$\times \int_0^\infty \frac{1}{\eta} [\varphi_1(\eta) e^{\eta \zeta} + \varphi_2(\eta) e^{-\eta \zeta}] J_0(\eta \rho) d\eta \quad (13)$$

Компоненти температурних напружень і переміщень обчислюються за формулами (9). Маючи формули для температурних напружень і переміщень, можна знайти компоненти напружень та переміщень при контактній взаємодії циліндра і шара. Для цього необхідно до величин, обчислених за формулами (9), додати компоненти напружень і переміщень від бігармонічного потенціалу [1].

Таким чином, для визначення переміщень і напружень в ізотропному шарі маємо наступні співвідношення:

$$u_z^1 = - \int_0^\infty \frac{1}{\eta} \left\{ \left[\frac{1}{b_1^1 R} \eta F_1(\eta) + \left(2 + \frac{1}{b_1^1 R} \eta \zeta \right) F_2(\eta) \right] \times \right.$$

$$\begin{aligned}
& \times e^{-\eta\zeta} + \left[\frac{1}{b_1^1 R} \eta F_3(\eta) + \left(-2 + \frac{1}{b_1^1 R} \eta \zeta \right) F_4(\eta) \right] \times \\
& \times e^{\eta\zeta} \} J_0(\eta\rho) d\eta + \frac{1}{2} \frac{1+\sigma^1}{1-\sigma^1} \alpha_{T^1} R \times \\
& \times \int_0^\infty \frac{1}{\eta} \left[\varphi_1(\eta)(1+\eta\zeta)e^{\eta\zeta} - \varphi_2(\eta)(1-\eta\zeta)e^{-\eta\zeta} \right] \times \\
& \times J_0(\eta\rho) d\eta; \\
& \sigma_z^1 = \frac{2b_3^1}{R} \int_0^\infty \left\{ \left[\frac{\eta}{R} F_1(\eta) + (b_1^1 + \eta\zeta) F_2(\eta) \right] e^{-\eta\zeta} + \right. \\
& \left. + \left[-\frac{\eta}{R} F_3(\eta) + (b_1^1 - \eta\zeta) F_4(\eta) \right] e^{\eta\zeta} \right\} \times \\
& \times \int_0^\infty \eta \left[\varphi_1(\eta)e^{\eta\zeta} - \varphi_2(\eta)e^{-\eta\zeta} \right] J_0(\eta\rho) d\eta \times \\
& \times J_0(\eta\rho) \cdot d\eta + \mu^1 \frac{1+\sigma^1}{1-\sigma^1} \alpha_{T^1} \zeta \quad (14)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\tau_{rz}^1 &= 2b_3^1 \int_0^\infty \left\{ \left[\frac{\eta}{R} F_1(\eta) + (-b_1^1 + \eta\zeta) F_2(\eta) \right] e^{-\eta\zeta} + \right. \\
& \left. + \left[\frac{\eta}{R} F_3(\eta) + (b_1^1 + \eta\zeta) F_4(\eta) \right] e^{\eta\zeta} \right\} J_1(\eta\rho) d\eta - \\
& - \mu^1 \frac{1+\sigma^1}{1-\sigma^1} \alpha_{T^1} \int_0^\infty \left[\varphi_1(\eta)(1+\eta\zeta)e^{\eta\zeta} - \right. \\
& \left. - \varphi_2(\eta)(1-\eta\zeta)e^{-\eta\zeta} \right] J_1(\eta\rho) d\eta, \\
& b_1^1 = \frac{\mu^1}{\lambda^1 + \mu^1}, \quad b_2^1 = \frac{\lambda^1}{\lambda^1 + \mu^1}, \quad b_3^1 = \lambda^1 + \mu^1.
\end{aligned}$$

де $u_z^1, \sigma_z^1, \tau_{rz}^1$ – компоненти переміщення і напружень в пружному шарі; $F_i(\eta) (i=1,4)$ – довільні функції; λ^1, μ^1 – коефіцієнти Ламе.

Для задоволення граничної умови (2) у формулі (12) необхідно покласти $D_0 = 0$, $C_k = 0$, $D_k = 0$ ($k=1, \infty$); $\beta_k = \mu_k / R$, де μ_k – корені рівняння $J_1(\mu_k) = 0$.

Гранична умова (1), з урахуванням ортогональності функцій Бесселя, приводить до наступних співвідношень між постійними A_n і B_n ($n=0, \infty$):

$$B_0 = T_0 - A_0 l R, \quad B_n = -th \mu_n l A_n, \quad l = \frac{L}{R}. \quad (15)$$

Задовольнивши граничні умови (3, 4, 5), з урахуванням (15), одержимо систему інтегра-

льних рівнянь, які зв'язують функції $\varphi_1(\eta)$ і $\varphi_2(\eta)$ з коефіцієнтами A_k ($k=0, \infty$):

$$\begin{aligned}
& \int_0^\infty \left[(h_0^1 + \eta) \varphi_1(\eta) + (h_0^1 - \eta) \varphi_2(\eta) \right] J_0(\eta\rho) d\eta = h_0^1 \times \\
& \times \left[T_0 - A_0 l R - \sum_{k=1}^\infty th \mu_{kl} J_0(\mu_k \rho) A_k \right], \quad (\rho < 1); \quad (16)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\lambda_z^1}{R} \int_0^\infty \eta \left[\varphi_1(\eta) - \varphi_2(\eta) \right] J_0(\eta\rho) d\eta = \\
& = \frac{\lambda_z^1}{R} \left(A_0 R + \sum_{k=1}^\infty \mu_k J_0(\mu_k \rho) A_k \right), \quad (\rho < 1); \quad (17)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \int_0^\infty \left[(K_2^1 + \eta) \varphi_1(\eta) + (K_2^1 - \eta) \varphi_2(\eta) \right] \times \\
& \times J_0(\eta\rho) d\eta = 0, \quad (\rho > 1); \quad (18)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \int_0^\infty \left[(\eta - K_1^1) e^{-\eta h} \varphi_1(\eta) - (\eta + K_1^1) e^{\eta h} \varphi_2(\eta) \right] \times \\
& \times J_0(\eta\rho) d\eta = 0, \quad (0 \leq \rho < \infty); \quad (19)
\end{aligned}$$

$$h = H/R; \quad K_1^1 = H_1^1 R; \quad K_2^1 = H_2^1 R, \quad h_0^1 = h_0 R / \lambda_z^1.$$

Застосувавши формулу обернення інтегрального перетворення Ганкеля [7] до рівняння (19) і ввівши позначення $\varphi(\eta) = (K_2^1 + \eta) \varphi_1(\eta) + (K_2^1 - \eta) \varphi_2(\eta)$, одержимо систему рівнянь відносно $\varphi_1(\eta)$ і $\varphi_2(\eta)$, розв'язок якої має вигляд:

$$\begin{aligned}
\varphi_1(\eta) &= \frac{1}{2} (\eta + K_1^1) e^{\eta h} \varphi(\eta) / Q(\eta); \\
\varphi_2(\eta) &= \frac{1}{2} (\eta - K_1^1) e^{-\eta h} \varphi(\eta) / Q(\eta), \quad (20)
\end{aligned}$$

$$Q(\eta) = (\eta^2 + K_1^1 K_2^1) sh \eta h + \eta (K_1^1 + K_2^1) ch \eta h.$$

Підставивши функції $\varphi_1(\eta)$ і $\varphi_2(\eta)$ із (20) у рівняння (18), одержимо:

$$\int_0^\infty \varphi(\eta) J_0(\eta\rho) d\eta = 0, \quad (\rho > 1). \quad (21)$$

Задовольнивши граничним умовам (7), з урахуванням (20), для напруження $\sigma_z^1(\rho, 0)$ і переміщення $u_z^1(\rho, 0)$ на поверхні шару знайдемо формули:

$$u_z^1(\rho, 0) = \frac{1+b_1^1}{b_1^1} R \int_0^\infty [1 - G(2\eta h)] \Phi(\eta) J_0(\eta\rho) \times$$

$$\times d\eta + \alpha_{T^1} R \delta \int_0^\infty \frac{1}{\eta} \frac{Q_2(\eta) \Phi(\eta)}{Q(\eta) Q_1(\eta)} J_0(\eta \rho) d\eta, \quad (22)$$

$$\sigma_z^1(\rho, 0) = \frac{2b_3^1}{R} \int_0^\infty \eta \Phi(\eta) J_0(\eta \rho) d\eta,$$

$$R\eta\Phi(\eta) = \eta R^{-1}F_1(\eta) + b_1^1 F_2(\eta) - \\ - \eta R^{-1}F_3(\eta) + b_1^1 F_4(\eta),$$

$$Q_1(\eta) = sh^2 \eta h + 2\eta h, \quad Q_2(\eta) = \\ = (\eta sh \eta h ch \eta h + K_1^1 sh^2 \eta h + \eta^2 h) sh \eta h,$$

$$G(2\eta h) = \frac{1 + 2\eta h - e^{-2\eta h}}{Q_1(\eta)}, \quad \delta = \frac{1 + \sigma^1}{1 - \sigma^1} (1 + b_1^1)$$

Задовольнивши граничним умовам (6), приходимо до системи інтегральних рівнянь відносно функцій $\Phi(\eta)$ і $\varphi(\eta)$:

$$\int_0^\infty \Phi(\eta) J_0(\eta \rho) d\eta = -\frac{\varepsilon}{R} + \int_0^\infty G(2\eta h) \Phi(\eta) J_0(\eta \rho) \times \\ \times d\eta + \alpha_{T^1} \delta \int_0^\infty \frac{1}{\eta} \frac{Q_2(\eta) \varphi(\eta)}{Q(\eta) Q_1(\eta)} J_0(\eta \rho) d\eta, \quad (0 \leq \rho \leq 1). \quad (23)$$

$$\int_0^\infty \eta \Phi(\eta) J_0(\eta \rho) d\eta = 0, \quad (\rho > 1) \quad (24)$$

Якщо ввести функцію $f(t)$ співвідношенням

$$\Phi(\eta) = \frac{b_1^1}{1 + b_1^1} \int_0^1 f(t) \cos \eta t dt, \quad (25)$$

то рівняння (24) задовольняється тотожно, а рівняння (23) зводиться до інтегрального рівняння Абеля

$$\int_0^\rho \frac{f(t) dt}{\sqrt{\rho^2 - t^2}} = g(\rho), \quad (26)$$

розв'язок якого згідно [8] визначається формулою

$$f(t) = \frac{2}{\pi} \frac{d}{dt} \int_0^t \frac{\rho g(\rho) d\rho}{\sqrt{t^2 - \rho^2}}, \quad (27)$$

$$\text{де } g(\rho) = -\frac{\varepsilon}{R} + \int_0^\infty G(2\eta h) \Phi(\eta) J_0(\eta \rho) d\eta +$$

$$+ \alpha_{T^1} \delta \int_0^\infty \frac{1}{\eta} \frac{Q_2(\eta) \varphi(\eta)}{Q(\eta) Q_1(\eta)} J_0(\eta \rho) d\eta. \quad (28)$$

Підставивши вираз (28) у формулу (27), з врахуванням при цьому (25), одержимо інтегральне рівняння Фредгольма другого роду відносно функції $f(t)$:

$$f(t) = -\frac{2}{\pi} \frac{\varepsilon}{R} + \frac{2}{\pi} \int_0^1 f(x) dx \int_0^\infty G(2\eta h) \cos \eta x \times \\ \times \cos \eta t d\eta + \frac{2\delta}{\pi} \alpha_{T^1} \int_0^\infty \frac{1}{\eta} \frac{Q_2(\eta) \varphi(\eta)}{Q(\eta) Q_1(\eta)} \cos \eta t d\eta, \quad (0 \leq t \leq 1). \quad (29)$$

Контактні напруження під штампом $\sigma_z^1(\rho, 0)$, з використанням (25), визначаються формулою

$$\sigma_z^1(\rho, 0) = \varkappa_0 \left[\frac{f(1)}{\sqrt{1 - \rho^2}} - \int_\rho^1 \frac{f'(t) dt}{\sqrt{t^2 - \rho^2}} \right], \\ \varkappa_0 = \frac{2b_1^1 b_3^1}{1 + b_1^1}. \quad (30)$$

Використовуючи умову рівноваги штампа $p = -2\pi R^2 \int_0^1 \rho \sigma_z^1(\rho) d\rho$ і формулу (30), інтегральне рівняння (29) зводиться до вигляду:

$$f(t) - \frac{2}{\pi} \int_0^1 f(x) dx \int_0^\infty G(2\eta h) \cos \eta x \left(\cos \eta t - \frac{\sin \eta}{\eta} \right) \times \\ \times d\eta - \frac{2\delta}{\pi} \alpha_{T^1} \int_0^\infty \frac{1}{\eta} \frac{Q_2(\eta) \varphi(\eta)}{Q(\eta) Q_1(\eta)} \left(\cos \eta t - \frac{\sin \eta}{\eta} \right) d\eta = \\ = -\frac{p}{2\pi R^2 \varkappa_0}, \quad (0 \leq t \leq 1). \quad (31)$$

Для визначення функції $\varphi(\eta)$ продовжимо рівняння (21) на весь інтервал $(0 \leq \rho < \infty)$:

$$\int_0^\infty \varphi(\eta) J_0(\eta \rho) d\eta = U(1 - \rho) X(\rho) \quad (0 \leq \rho < \infty) \quad (32)$$

де $U(x)$ – функція Гевісайда, $X(\rho)$ – невідома функція, яку подамо співвідношенням

$$X(\rho) = T_0 \left\{ a_0 + \sum_{k=1}^{N_1} a_k J_0(\mu_{kp}) \right\}, \quad (0 < \rho < 1), \quad (33)$$

де a_k ($k = 0, N_1$) – невідомі коефіцієнти, які необхідно визначити; значення N_1 вибирається із

умови забезпечення необхідної точності розв'язку.

Застосувавши до обох частин рівняння (32) формулу обертання інтегрального перетворення Ганкеля, знайдемо функцію $\varphi(\eta)$ через невідомі коефіцієнти a_k :

$$\varphi(\eta) = T_0 \left\{ a_0 J_1(\eta) + \eta^2 J_1(\eta) \sum_{k=1}^N \frac{a_k J_0(\mu_k)}{\eta^2 - \mu_k^2} \right\} \quad (34)$$

Підставивши функцію $\varphi(\eta)$ (34) в інтегральні рівняння (16), (17), (31) з врахуванням (20), прийдемо до співвідношень, які зв'язують між собою функцію $f(t)$ і коефіцієнти

$$A_k \left(k = \overline{0, \infty} \right), \quad a_k \left(k = \overline{0, N} \right):$$

$$T_0 \sum_{k=0}^N a_k \alpha_k^{(1)}(\rho) + \frac{A_0 R}{\varepsilon_0} + \sum_{k=1}^{\infty} \frac{J_0(\mu_k \rho)}{\varepsilon_k} A_k = h_0^1 T_0, \quad (\rho < 1). \quad (35)$$

$$\frac{\lambda_z^1}{\lambda_z} T_0 \sum_{k=0}^N a_k \alpha_k^{(2)}(\rho) - A_0 R - \sum_{k=1}^{\infty} \mu_k J_0(\mu_k \rho) A_k = 0, \quad (\rho < 1). \quad (36)$$

$$f(t) - \frac{2}{\pi} \int_0^1 f(x) dx \int_0^{\infty} G(2\eta h) \cos \eta x \left(\cos \eta t - \frac{\sin \eta}{\eta} \right) \cdot d\eta - \frac{2\delta}{\pi} \alpha_{T^1} T_0 \sum_{k=0}^{N_1} \delta_k(t) a_k = -\frac{P}{2\pi R^2 \varepsilon_0}, \quad (0 \leq t \leq 1), \quad (37)$$

$$\text{де } \varepsilon_0 = \frac{1}{lh_0^1}, \quad \varepsilon_k = \frac{1}{h_0^1 th \mu_k l},$$

$$\alpha_0^{(j)}(\rho) = \int_0^{\infty} \frac{P_j(\eta) J_1(\eta) J_0(\eta \rho)}{Q(\eta)} d\eta,$$

$$\alpha_k^{(j)}(\rho) = J_0(\mu_k) \int_0^{\infty} \frac{\eta^2 P_j(\eta) J_1(\eta) J_0(\eta \rho)}{Q(\eta)(\eta^2 - \mu_k^2)} d\eta, \quad (38)$$

$$P_1(\eta) = (\eta^2 + k_1^1 h_0^1) sh \eta h + (k_1^1 + h_0^1) \eta ch \eta h;$$

$$P_2(\eta) = \eta (sh \eta h + k_1^1 ch \eta h);$$

$$\delta_0(t) = \int_0^{\infty} \frac{J_1(\eta) Q_2(\eta)}{\eta Q(\eta) Q_1(\eta)} \left(\cos \eta t - \frac{\sin \eta}{\eta} \right) d\eta,$$

$$\delta_k(t) = J_0(\mu_k) \int_0^{\infty} \frac{\eta J_1(\eta) Q_2(\eta)}{(\eta^2 - \mu_k^2) Q(\eta) Q_1(\eta)} \times \left(\cos \eta t - \frac{\sin \eta}{\eta} \right) d\eta.$$

Помноживши обидві частини рівностей (35), (36) на ρ , $\rho J_0(\mu_n \rho)$ і проінтегрувавши їх по ρ в межах від 0 до 1, з врахуванням умов ортогональності функцій Бесселя, прийдемо до співвідношень:

$$A_0 R = 2 \frac{\lambda_z}{\lambda_z^1} T_0 \sum_{k=0}^N \alpha_{0,k}^{(2)} a_k,$$

$$A_n = 2 \frac{\lambda_z}{\lambda_z^1} \frac{T}{\mu_n J_0^2(\mu_n)} \sum_{k=0}^N \alpha_{n,k}^{(2)} a_k. \quad (39)$$

і системи лінійних алгебраїчних рівнянь відносно невідомих a_k ($k = \overline{0, N}$):

$$\sum_{k=0}^N \alpha_{n,k} a_k = \gamma_n \quad (n = \overline{0, N}), \quad (40)$$

$$\text{де } \alpha_{n,k} = \frac{\alpha_{n,k}^{(1)}}{h_0^1} + \frac{\lambda_z}{\lambda_z^1} \frac{th \mu_n l}{\mu_n} \alpha_{n,k}^{(2)},$$

$$\alpha_{0,k} = \frac{\alpha_{0,k}^{(1)}}{h_0^1} + \frac{\lambda_z}{\lambda_z^1} l \alpha_{0,k}^{(2)}, \quad \gamma_0 = 1; \quad \gamma_n = 0 \quad (n = \overline{1, N}).$$

Обчисливши невідомі інтеграли (38), згідно [9], одержимо:

$$\alpha_{0,0}^{(j)} = \int_0^1 \rho \alpha_0^{(j)}(\rho) d\rho = \varepsilon_{0,0}^{(j)} +$$

$$+ 2 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{P_j^*(y_m) K_1(y_m) I_1(y_m)}{y_m Q'(iy_m)}, \quad (j = 1, 2);$$

$$\alpha_{0,k}^{(j)} = \int_0^1 \rho \alpha_k^{(j)}(\rho) d\rho = 2 J_0(\mu_k) \times$$

$$\times \sum_{m=1}^{\infty} \frac{y_m P_j^*(y_m) I_1(y_m) K_1(y_m)}{(y_m^2 + \mu_k^2) Q'(iy_m)}, \quad \alpha_{n,0}^{(j)} = \alpha_{0,n}^{(j)}, \quad (j = 1, 2)$$

$$\alpha_{n,k}^{(j)} = \begin{cases} \beta_{n,k}^{(j)}, & k \neq n \\ \beta_{n,k}^{(j)} + \frac{1}{2} \frac{P_j(\mu_n)}{Q(\mu_n)} J_0^2(\mu_n), & k = n; \end{cases}$$

$$\beta_{n,k}^{(j)} = \int_0^1 \rho J_0(\mu_n \rho) \alpha_k^{(j)}(\rho) d\rho = 2 J_0(\mu_k) J_0(\mu_n) \times$$

$$\sum_{m=1}^{\infty} \frac{y_m^3 P_j^*(y_m) I_1(y_m) K_1(y_m)}{(y_m^2 + \mu_k^2)(y_m^2 + \mu_n^2) Q'(iy_m)};$$

$$\varepsilon_{0,0}^{(1)} = \frac{1}{2} r_1, \quad \varepsilon_{0,0}^{(2)} = \frac{1}{2} K_1^1 r_2, \quad (41)$$

$$r_1 = (K_1^1 h + 1) r_2, \quad r_2 = (K_1^1 K_2^1 h + K_1^1 + K_2^1)^{-1};$$

де $y_m (m = \overline{1, \infty})$ – корені рівняння $Q(iy_m) = 0$;

$$P_1^*(y_m) = (h_0^1 K_1^1 - y_m^2) \sin y_m h + (K_1^1 + h_0^1) y_m \times \\ \times \cos y_m h, \quad P_2^*(y_m) = y_m (K_1^1 \cos y_m h - y_m h \sin y_m h)$$

,

$$Q'(iy_m) = \left[(K_1^1 K_2^1 - y_m^2) h + K_1^1 + K_2^1 \right] \cos y_m h - \\ - y_m \left[2 + (K_1^1 + K_2^1) h \right] \sin y_m h.$$

Представимо функцію $f(t)$ у вигляді:

$$f(t) = -\frac{P}{2\pi R^2 \alpha_0} \sum_{k=0}^{N_1} (2k+1) P_k (1-2t^2) X_k + \\ + \alpha_{T^1} T_0 \sum_{k=0}^{N_1} P_k (1-2t^2) (2k+1) Y_k, \quad (42)$$

де X_k, Y_k – невідомі коефіцієнти; $P_k (1-2t^2)$ – функції Лежандра. Тоді рівняння (37), з урахуванням ортогональності функцій Лежандра $P_k (1-2t^2)$ на інтервалі $(0, 1)$, зводиться до знаходження постійних x_n, y_n із системи лінійних алгебраїчних рівнянь:

$$\sum_{k=0}^{N_1} A_{n,k} X_k = P_n, \quad (n = \overline{0, N_1}). \quad (43)$$

$$\sum_{k=0}^{N_1} A_{n,k} Y_k = t_n, \quad (n = \overline{0, N_1}), \quad (44)$$

де $P_0 = 1$; $P_n = 0$ ($n = \overline{1, N}$); $t_n = \frac{4\delta}{\pi} \sum_{k=0}^N a_k$;

$$i_{n,k} (n = \overline{0, N_1}), \\ A_{0,0} = 1 - \frac{4}{\pi} \int_0^\infty G(2\eta h) \tau_0(\eta) \frac{\sin \eta}{\eta} d\eta, \\ A_{0,k} = 2(-1)^{k+1} (2k+1) \int_0^\infty G(2\eta h) \tau_0(\eta) \times \\ \times J_{k+\frac{1}{2}}\left(\frac{\eta}{2}\right) J_{-k-\frac{1}{2}}\left(\frac{\eta}{2}\right) d\eta, \\ A_{n,0} = -\frac{4}{\pi} \int_0^\infty G(2\eta h) \tau_n(\eta) \frac{\sin \eta}{\eta} d\eta, \quad (45) \\ A_{n,k}^{(1)} = 2(-1)^{k+1} \int_0^\infty G(2\eta h) \tau_n(\eta) \times \\ \times J_{k+\frac{1}{2}}\left(\frac{\eta}{2}\right) J_{-k-\frac{1}{2}}\left(\frac{\eta}{2}\right) d\eta, \quad A_{n,k} = \begin{cases} A_{n,k}^{(1)}, & k \neq n \\ 1 + A_{n,k}^{(1)}, & k = n; \end{cases}$$

$$i_{n,0} = \int_0^\infty \frac{J_1(\eta) Q_2(\eta) \tau_n(\eta)}{\eta Q(\eta) Q_1(\eta)} d\eta,$$

$$i_{n,k} = J_0(\mu_k) \int_0^\infty \frac{\eta J_1(\eta) Q_2(\eta) \tau_n(\eta)}{(\eta^2 - \mu_k^2) Q(\eta) Q_1(\eta)} d\eta,$$

$$(n = \overline{0, N_1}; \quad k = \overline{0, N_0});$$

$$\tau_0(\eta) = \frac{1}{\eta} \left(\frac{\cos \eta}{\eta} - \frac{1}{\eta} + \frac{1}{2} \sin \eta \right),$$

$$\tau_n(\eta) = \frac{1}{4} \eta \gamma_n \left(\frac{\eta}{2} \right) \left[\gamma_{n-1} \left(\frac{\eta}{2} \right) - \gamma_{n+1} \left(\frac{\eta}{2} \right) \right] - \\ - \frac{(-1)^n \sin \eta}{2\tilde{A}(1+n) \tilde{A}(1-n) \eta},$$

де $\gamma_n(\eta)$ – сферичні функції.

Для обчислення температурних полів в циліндрі і шарі, з врахуванням співвідношень (11), (12), (15), (20), (34), (35), матимемо наступні формули:

1) циліндрична область ($0 \leq \rho < 1, 0 \leq \zeta \leq \ell$),

$$T(\rho, \zeta) = T_0 \left\{ 1 + 2(\zeta - \ell) \frac{\lambda_z}{\lambda_z^1} \sum_{k=0}^N \alpha_{0,k}^{(2)} a_k + 2 \frac{\lambda_z}{\lambda_z^1} \sum_{k=0}^N \times \right. \\ \left. \times a_k \sum_{m=1}^{\infty} \frac{sh \mu_m (\zeta - \ell) \alpha_{m,k}^{(2)}}{ch \mu_m J_0^2(\mu_m) \mu_m} \right\}. \quad (46)$$

2) шар ($-h \leq \zeta \leq 0; 0 \leq \rho < \infty$)

$$T^1(\rho, \zeta) = T_0 \left\{ \left[\frac{1 + K_1^1(h + \zeta)}{K_1^1 K_2^1 h + K_1^1 + K_2^1} \right] + \right. \\ + 2 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{R_1^*(y_m, \zeta)}{Q'(iy_m)} \left[\frac{K_1(y_m) I_0(y_m \rho)}{-K_0(y_m \rho) I_1(y_m)} \right] a_0 + \\ + \sum_{k=1}^{N_1} a_k J_0(\mu_k) \left[\frac{R_1(\mu_k, \zeta) J_0(\mu_k \rho)}{Q(\mu_k) J_0(\mu_k)} \right] + \\ + 2 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{y_m^2 R_1^*(y_m, \zeta)}{(y_m^2 + \mu_k^2) Q'(iy_m)} \times \\ \times \left[\frac{K_1(y_m) I_0(y_m \rho)}{-K_0(y_m \rho) I_1(y_m)} \right] \left. \right\}; \quad (47)$$

$$R_1(x, \zeta) = x chx(h + \zeta) + K_1^1 shx(h + \zeta),$$

$$R_1^*(y_m, \zeta) = y_m \cos y_m(h + \zeta) + K_1^1 \sin y_m(h + \zeta).$$

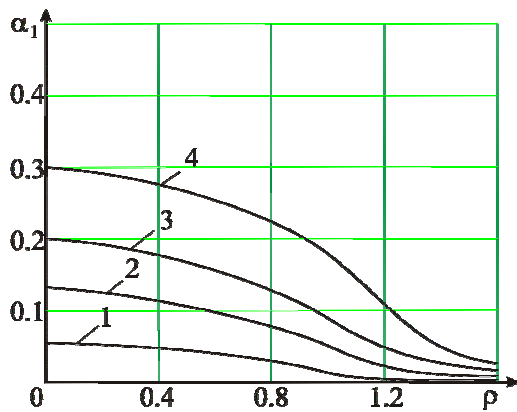


Рис. 1. Розподіл температури в шарі в зоні контакту при різних значеннях контактної провідності: 1 – $h_0^1 = 0,1$; 2 – $h_0^1 = 1$; 3 – $h_0^1 = 5$; 4 – $h_0^1 = \infty$

При $0 \leq \rho < 1$ множником береться верхній вираз в круглих дужках, при $\rho > 1$ – нижній.

Для визначення нормальних напружень під штампом, з урахуванням (30), (42), отримаємо наступний вираз:

$$\sigma_z^1(\rho, 0) = \sigma_z^{(p)}(\rho, 0) + \sigma_z^{(T^1)}(\rho, 0), \quad (0 \leq \rho < 1);$$

$$\sigma_z^{(p)} = -\frac{0,5P}{\pi R^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{1-\rho^2}} \times$$

$$\times \left[x_0 + \frac{1}{\rho} \sum_{k=1}^{N_1} (-1)^k (2k+1) x_k T_{2k+1}(\rho) \right]; \quad (48)$$

$$\sigma_z^{(T^1)}(\rho, 0) = \alpha_{T^1} T_0 \cdot \frac{\alpha_0}{\sqrt{1-\rho^2}} \times$$

$$\left[Y_0 + \frac{1}{\rho} \sum_{k=1}^{N_1} (-1)^k (2k+1) y_k T_{2k+1}(\rho) \right],$$

де $\sigma_z^{(p)}(\rho, 0)$ – силова складова напружень;
 $\sigma_z^{(T^1)}(\rho, 0)$ – температурна складова напружень;
 $T_{2k+1}(\rho)$ – функція Чебишева.

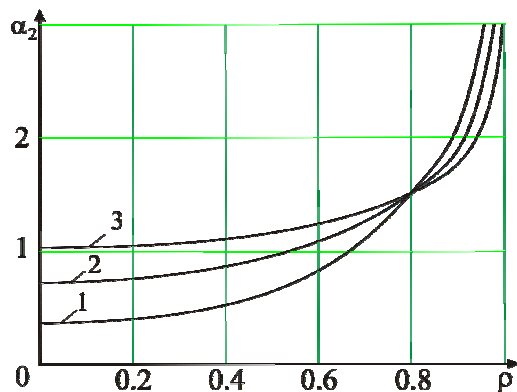


Рис. 2. Розподіл силової частини контактних напружень для різних значень товщини шару: 1 – $h = 2$; 2 – $h = 4$; 3 – $h = \infty$.

Якщо товщина шару $h \rightarrow \infty$, то одержимо розв'язок задачі про тиск циліндричного кругового штампа на пружний півпростір з урахуванням неідеального теплового контакту [4].

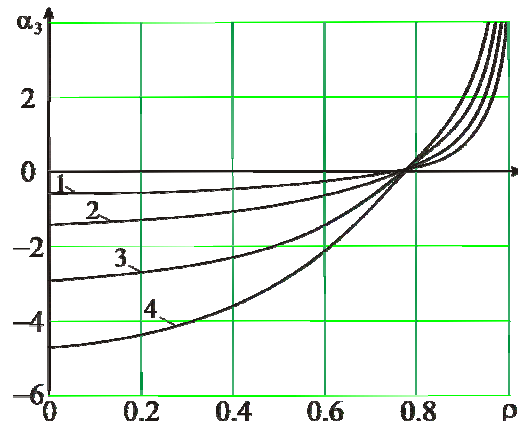


Рис. 3. Розподіл температурної складової контактних напружень для різних значень контактної провідності:

1 – $h_0^1 = 0,1$; 2 – $h_0^1 = 1$; 3 – $h_0^1 = 5$; 4 – $h_0^1 = \infty$.

Розглянуто числовий приклад для знаходження температури $\alpha_1 = T^1/T_0$ і напружень $\alpha_2 = -\sigma_z^{(p)}(\rho, 0) \pi R^2 / P$, $\alpha_3 = \sigma_z^{(T^1)}(\rho, 0) / (\alpha_{T^1} T_0)$ при $\delta = 0,3$; $l = 2$; $h = 2$; $K_1^1 = \infty$, $K_2^1 = 0,5$, $\lambda_z / \lambda_{z^1} = 0,1$ і різних значень контактної провідності $h_0^1 = 0,1; 1; 5; \infty$.

Висновки

Розроблено метод розв'язку контактних задач, який ґрунтується на застосуванні інтегральних перетворень Ганкеля і методу відокремлення змінних Фур'є для розв'язання рівнянь термопружності.

При заданих температурних і силових граничних умовах одержано формули для визначення температурних полів і контактних нормальних напружень. Розв'язок температурної і термопружної задач зводиться до визначення деяких постійних із системи лінійних алгебраїчних рівнянь, через які знаходяться температурні поля в циліндрі і шарі, а також контактні нормальні напруження.

Числові підрахунки і аналіз розв'язку показують, що контактна провідність h_0^1 значно впливає на розподіл температурних полів і нормальних напружень в зоні контакту двох тіл.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Грилицкий, Д. В. Осесимметричные контактные задачи упругости и термоупругости [Текст]

- / Д. В. Грилицкий, Я. М. Кизыма. – Львов: Изд.-во при Львов. ун.-те, 1981. – 135 с.
2. Грилицкий, Д. В. Термопружні задачі в трибології [Текст] / Д. В. Грилицкий – К.: ІЗМА, 1996. – 204 с.
 3. Коваленко, А. Д. Основы термоупругости [Текст] / А. Д. Коваленко – К.: Наукова думка, 1970. – 304 с.
 4. Окрепкий, Б. С. Тиск циліндричного кругового штампа на пружний півпростір з врахуванням неідеального теплового контакту [Текст] / Богдан Окрепкий, Марія Шелестовська // Вісник ТНТУ. – 2006. – № 3. – С. 26-33.
 5. Окрепкий, Б. Осесиметрична температурна задача для системи тіл циліндр–півпростір при неідеальному тепловому контакті з урахуванням аналізотропії матеріалів [Текст] / Богдан Окрепкий, Федір Мигович // Вісник ТНТУ. – 2009. – № 4. – С. 188-192.
 6. Окрепкий, Б. С. Тиск циліндричного кругового штампа на трансверсально-ізотропний простір при неідеальному тепловому контакті [Текст] / Богдан Окрепкий, Марія Шелестовська // Вісник ТНТУ. – 2010. – № 1. – С. 32-40.
 7. Снеддон, И. П. Преобразование Фурье [Текст] / И. П. Снеддон – М., 1955, – 668 с.
 8. Уиттекер, Э. Т. Курс современного анализа [Текст] / Э. Т. Уиттекер, Г. М. Ват сон. – М.: Физматгиз, 1963. – 343 с.
 9. Мигович, Ф. М. Обчислення групи невластних інтегралів, які містять функції Бесселя І-го роду [Текст] / Федір Мигович, Богдан Окрепкий // Збірник наукових праць академії наук України. К., 1995. – №8 – С. 133–137.

Надійшла до редколегії 11.05.2011.

Прийнята до друку 16.05.2011.

О. П. ОСТАШ, І. М. АНДРЕЙКО, В. В. КУЛИК, В. І. ПРОКОПЕЦЬ (Фізико-механічний інститут ім. Г. В. Карпенка НАН України, Львів)

КОНТАКТНО-ВТОМНА ПОШКОДЖУВАНІСТЬ ПОВЕРХНІ КОЧЕННЯ ЗАЛІЗНИЧНИХ КОЛІС ТИПУ КП-2 ТА КП-Т

Досліджено пошкоджуваність поверхні кочення модельних зразків залізничних коліс. Встановлено основні дефекти поверхні кочення типу вищербина. Запропоновано схеми формування вищербин через пітингоутворення та розшарування.

Ключові слова: поверхня кочення, зразок, залізничне колесо, пітингоутворення

Исследована повреждаемость поверхности катания модельных образцов железнодорожных колес. Установлены основные дефекты поверхности катания типа выщербина. Предложены схемы формирования выщербин через питингообразование и расслоение.

Ключевые слова: поверхность катания, образец, железнодорожное колесо, питингообразование

The damaging of rolling surface of railway wheels model specimens is investigated. Basic defects of rolling surface of shelling type are determined. The schemes of pit and shelling formation are proposed.

Keywords: rolling surface, model, railway wheels, pit formation

У світі щорічно виготовляється 5,4 млн. вагонних коліс (СНД – 1,92; Азія – 1,43; Північна Америка – 1,21; Європа – 0,63; Південна Америка – 0,12; Австралія – 0,06; Африка – 0,03), Україна випускає 550 тис. коліс. Експортують колеса, виключно Європа (174 тис.) та СНД (156 тис.) [1]. Строк їх служби повинен становити 12 років, проте на початку 1990-х років він рівнявся 4...5 рокам [2, 3]. У першу чергу строк служби залізничних коліс визначається властивостями їх поверхні кочення та гребеня.

З позицій економічної ефективності і безпеки експлуатації, підвищення строку служби залізничних коліс є однією з найважливіших проблем залізничного транспорту. На технічне обслуговування і ремонт колісних пар витрачається приблизно 30 % усіх витрат служб рухомого складу залізниці [4]. Більша частина витрат пов'язана з відновленням профілю поверхні кочення експлуатованих коліс та із заміною зношених або пошкоджених коліс.

Впродовж 2008 року під час експлуатації залізничних коліс виявлено 7 тріщин, у т.ч. 4 тріщини у диску, 2 тріщини та один відкол в ободі; під час ремонту виявлено 505 тріщин, в тому числі в ободі – 243, у гребені – 181 і диску – 81 [5]. Більшість цих тріщин припадає на поверхню кочення колеса і спричинюється контактними напруженнями у системі колесо-рейка. Окрім місць з тріщинами втоми і сітки термічних тріщин, на поверхні кочення колеса виявлено також інші типи дефектів (повзуни, вищербини, навари, відколини, повздовжні та поперечні тріщини металургійного походження).

Виникнення повзунів та вищербин, у першу чергу, пов'язують з розпусканням поїздів на механізованих сортувальних гірках. Розлами коліс через наявність втомних тріщин у приободовій зоні суцільнокатаного колеса можуть виникати при перевантаженні вагонів, а також за несприятливого поєднання мінімального розміру ободу колеса і наявності на його поверхні кочення дефектів, що перевищують нормативні допуски і призводять до ударних вертикальних навантажень. Несвоєчасне виявлення тріщин може приводити до зламів коліс біля маточини чи в ободі колеса. В Інструкціях та Правилах прописані норми допусків на розміри цих дефектів на поверхні кочення коліс в експлуатації, виходячи з допустимого ударного впливу на елементи колії і забезпечення цілісності самого колеса. Для усунення та недопущення понаднормативних дефектів в ДА «Укрзалізниці» розроблено Програму підвищення якості коліс на ВАТ «Нижньодніпровський трубопрокатний завод», де серед п'яти основних її пунктів зазначається про необхідність освоєння нових видів коліс підвищеної міцності. Як показала практика експлуатації, виготовлених на цьому підприємстві високоміцних коліс типу КП-Т, їх ресурс підвищився за критерієм зносостійкості на 30...40%. Проте у ряді випадків він скоротився порівняно з традиційно використовуваними середньоміцними колесами типу КП-2 за критерієм пошкоджуваності поверхні кочення, зокрема, повзунів і вищербин (протокол наради у заст. генерального директора Укрзалізниці від 20.01.2009 р.).

© Осташ О. П., Андрейко І. М., Кулик В. В., Прокопець В. І., 2011

дньомичного коліс. Площа цих вищербин знаходиться в межах $0,02 \dots 0,675 \text{ мм}^2$, причому для сталі високомичного колеса відзначається більша однорідність цих вищербин за площею (рис. 4). Зокрема, кількість вищербин середньою площею $0,075 \text{ мм}^2$ становить 72 % від усієї кількості вищербин на поверхні кочення модельного зразка з високомичної сталі (рис. 4). Тоді як для сталі середньомичного колеса цей показник становить 58 % і характерний ширший діапазон розмірів вищербин, зі зміщенням його в сторону дефектів більших розмірів (рис. 4). Форма таких вищербин доволі різноманітна, проте вони виділяються спільною рисою, а саме: їх контур можна вписати у рівнобедрений трикутник, вершина якого направлена проти напрямку кочення колеса. Це може бути підтвердженням результатів натурних випробувань про вищу зносостійкість коліс КП-Т порівняно з колесами КП-2.

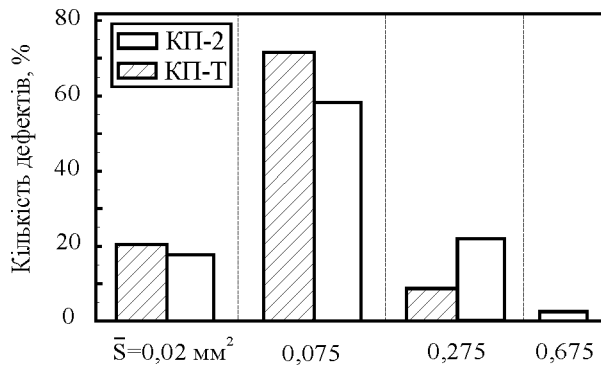


Рис. 4. Розподіл кількості вищербин (розшарувань) на поверхні кочення модельних зразків, вирізаних з високомичного (КП-Т) і середньомичного (КП-2) коліс залежно від розмірів дефектів (за площею $\bar{S}$)

Вищербини, утворені через пітингоутворення, виявились більш однотипними, незважаючи на відмінність сталей коліс. За площею пітинга у плані всі вони ідентифікуються на два діапазони: площею $S_1 = 0,0005 \dots 0,000625 \text{ мм}^2$ і площею $S_2 = 0,00175 \dots 0,0025 \text{ мм}^2$. Кількість пітингів меншої площі переважала і досягала 70 %. Такий розподіл був характерним для сталей високо- та середньомичного коліс. Відмінність полягала у кількості пітингів на одиницю площі, яка для сталі високомичного колеса є удвічі більшою, а середнє значення кількості вищербин через пітингоутворення для неї становить $45 \dots 50 \text{ штук/мм}^2$ (рис. 5).

Якщо порівнювати розміри вищербин, отриманих на модельних зразках і на поверхні кочення залізничних коліс, то їх розміри різняться значно. Наприклад, на поверхні реальних коліс розміри пітингів досягають $\sim 1,0 \text{ мм}$, а

окремі з них до 5 мм у діаметрі і глибиною до $1,0 \text{ мм}$ [8]. Враховуючи принцип подібності модельних зразків і реальних коліс, в перших розміри вищербин повинні бути в $11 \dots 22$ рази меншими, що відповідає спостережуваній картині на модельних зразках порівняно з даними класифікаторів дефектів [7, 8].

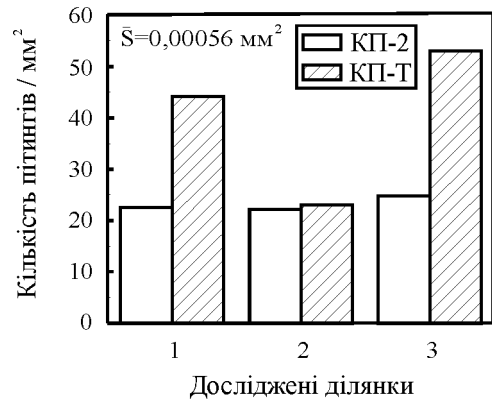


Рис. 5. Розподіл кількості вищербин (пітингів) на трьох різних ділянках (1, 2, 3) поверхні кочення модельних зразків, вирізаних з високомичного (КП-Т) і середньомичного (КП-2) коліс

Проведений аналіз поверхонь кочення модельних зразків дозволив запропонувати схеми утворення вищербин, коли кінетику цього процесу визначає тривалість (N) різних стадій розшарування та пітингоутворення (рис. 6 і 7).

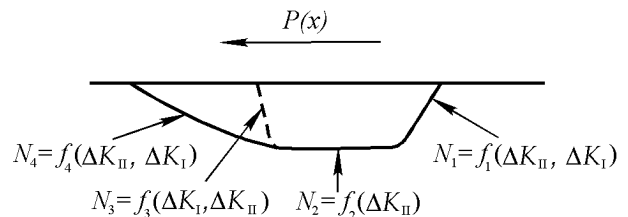


Рис. 6. Схема формування вищербини через розшарування

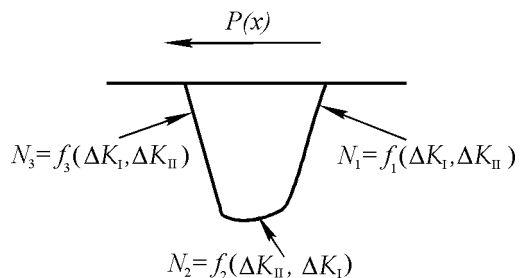


Рис. 7. Схема формування вищербини через пітингоутворення

Спільним для них є те, що ріст втомної тріщини почергово відбувається за різної комбінації нормального відриву (K_I) та поперечного зсуву (K_{II}). Зародження втомної тріщини може відбуватися як з поверхні кочення, так і з підповерхневих шарів. Не виключена можливість її зародження і від неметалевих включень. Трі-

щина зароджена з поверхні кочення росте вглиб модельного зразка за одночасної дії поперечного зсуву і нормального відриву під певним кутом. Зі зростанням її довжини змінюється механізм руйнування в її вершині: від сумісної дії поперечного зсуву і нормального відриву ($K_{II} + K_I$) через майже виключно, поперечний зсув (K_{II}), що займає більшу частку у формуванні вищербини (N_2) і до поширення її за поперечним зсувом і нормальним відривом ($K_{II} + K_I$) чи нормальним відривом і поперечним зсувом ($K_I + K_{II}$) (N_3) при виході її на поверхню кочення (див. рис. 6). Для вищербини від пітингу характерно незначний період її формування від поширення тріщини, переважно за поперечного зсуву (N_2) та протяжні періоди її формування, переважно поширенням тріщин нормального відриву при поширенні їх вглиб поверхні кочення (N_1) чи при виході їх на неї (N_3) (див. рис. 7).

При цьому треба мати на увазі, що у формуванні вищербин пітингоутворенням і підповерхневим розшаруванням суттєву роль можуть відігравати ендогенні неметалеві включення, розмір яких у колісних сталях складає 5...60 мкм.

З метою отримання профілів вищербин, поверхні кочення модельних зразків досліджували безконтактним інтерференційним 3-D профілографом «Micron-beta». Дослідженню піддавались вищербини, сформовані через пітингоутворення (рис. 8 і 9).

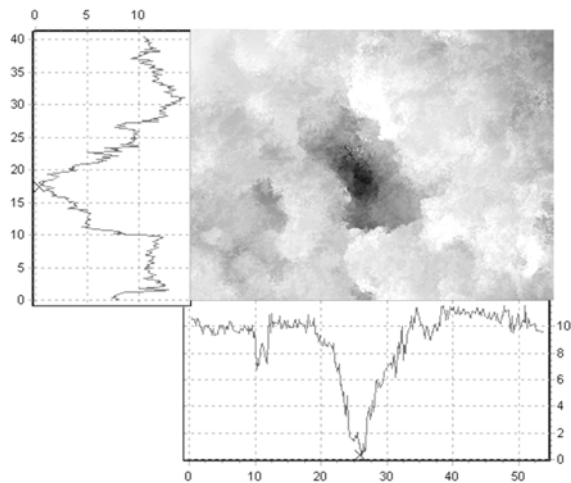


Рис. 8. Профілограми вищербини (пітингоутворення) сталі високоміцного колеса. Розмірність шкал подано в мкм

Отримані профілографи (див. рис. 8 і 9) підтверджують вище запропоновану схему утворення таких дефектів (див. рис. 7). Глибина вищербин (по осі z) залежить від властивостей сталей. Вищербини, сформовані у сталі висо-

коміцного колеса (див. рис. 8) є глибшими (10...11 мкм) порівняно з такими для сталі середньоміцного колеса (7...8 мкм, див. рис. 9).

Видно (див. рис. 6 і 7), що для аналізу впливу структури і рівня міцності колісної сталі на кінетику утворення дефектів типу вищербина потрібні кінетичні діаграми втомного руйнування ($da/dN - \Delta K_I$) і ($da/dN - \Delta K_{II}$) [9]. Проте, на даний час відсутні стандартні методики отримання таких діаграм за умов циклічного поперечного зсуву. Коли в зоні контакту втомна тріщина росте за механізмом відриву (за змішаним типом I+II з перевагою типу I), її кінетику визначає розмах КІН змішаного типу $\Delta K_{I\theta}(a)$.

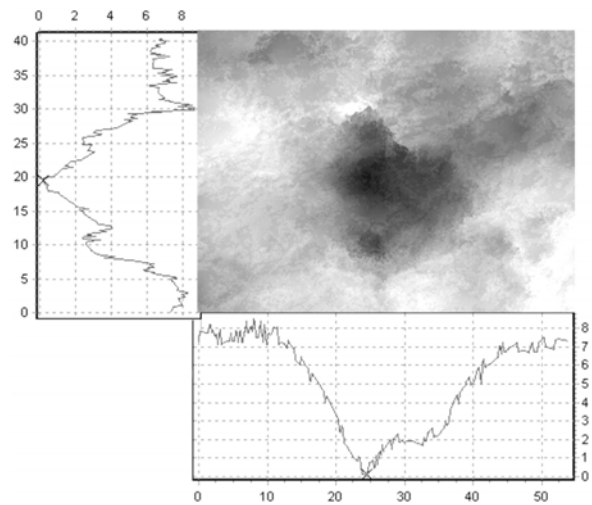


Рис. 9. Профілограми вищербини (пітингоутворення) сталі середньоміцного колеса. Розмірність шкал подано в мкм

Швидкість росту тріщини можна визначати за формулою [8]:

$$da/dN = V_0 \left(\frac{\Delta K_{I\theta} - \Delta K_{Ith}}{\Delta K_{Ifc} - \Delta K_{I\theta}} \right)^q$$

де ΔK_{Ith} , ΔK_{Ifc} , V_0 і q – константи матеріалу і умов випробувань, які визначають на основі діаграм ($da/dN - \Delta K_I$). Із залежності видно, що внаслідок пониженої циклічної в'язкості руйнування ΔK_{Ifc} високоміцної сталі [10] колеса КП-Т повинні мати меншу втомну довговічність за критерієм вищерблювання порівняно з колесами типу КП-2, що узгоджується з вищенаведеними даними (рис. 4 і 5).

Висновки

Спроекований та виготовлений випробувальний стенд дозволяє отримувати пошкодження поверхонь кочення модельних зразків анало-

гічні спостережуваним на поверхні кочення реальних залізничних коліс.

Виявлено, що за умов кочення без проковзування на поверхні модельних зразків з високоміцного колеса типу КП-Т кількість вищербин, які утворюються шляхом розшарування, є меншою порівняно зі зразками із середньоміцного колеса типу КП-2, шляхом пітингоутворення – навпаки.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Hondius, H. Exploiting synergies in the wheelset market [Text] / H. Hondius // *Railway gazette international*. – 2008. – 164, № 10. – P. 822-824.
2. Матвеев, В. В. Увеличение ресурса вагонных колес низкоуглеродистой легированной сталью наплавкой после отжига поверхности катания [Текст] / В. В. Матвеев // Мат. 8-ой межд. Научно-практической конф.-выставки «Технологии ремонта, восстановления и упрочнения деталей машин, механизмов, оборудования, инструмента и технологической оснастки», Ч. 1, 11-14 апреля 2006. Санкт-Петербург: из-тво Политехнического университета, 2006. – С. 422-424.
3. Богданов, В. М. Современные проблемы системы рельс-колесо [Текст] / В. М. Богданов, С. М. Захаров // *Ж.-д. трансп.* – 2004.- № 1. – С. 57-62.
4. Cassidy, Ph. Perspective materials for production of railway wheels [Text] / Ph. Cassidy // *International Railway Journal*. – 2001. – № 12. – P. 40–41.
5. Гаврилюк, О. Ф. Безпека руху: шляхи вирішення проблем [Текст] / О. Ф. Гаврилюк // *Неразрушающий контроль*. – 2009. – № 1 – С. 9–17.
6. Хебды, М. Справочник по триботехнике: Справ. пос.: в 3-х т. [Текст] / Под. ред. М. Хебды, А. В. Чичинадзе. – М.: Машиностроение; Варшава: ВКЛ, 1989.
7. Класифікація несправностей вагонних колісних пар та їх елементів [Текст]. – Затверджено та введено в дію Наказом Укрзалізниці від 15.03.06 р. №095-Ц.
8. Mitura, K. Catalogue of wheel set defects rising during its service life, technical handbook for wheel set keepers [Text] / K. Mitura, R. Faja, P. Matusek, R. Fajkos // No. 25-271 (3rd edition). – BONATRANS GROUP. – Revoluční 1234. – Bohemín. – Czech republic. – 236 pp.
9. Панасюк, В. В. Експлуатаційна довговічність залізничних коліс із високоміцної сталі [Текст] / В. В. Панасюк та ін. // *Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин*. – К.: Ін-т електрозвар. ім. Є.О. Патона НАНУ. – 2009. – С. 659-663.
10. Осташ, О. П. Втомна довговічність сталей залізничних коліс [Текст] / О. П. Осташ та ін. // *Фіз.-хім. механіка матеріалів*. – 2007. – №. 3. – С. 93-102.

Надійшла до редколегії 23.05.2011.

Прийнята до друку 30.05.2011.

А. М. ПАВЛІКОВ, О. А. КРУПЧЕНКО (Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка)

РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК У ЗАКРИТИЧНІЙ СТАДІЇ РОБОТИ БЕТОНУ

В статті наведені відомості про методику розрахунку міцності залізобетонних конструкцій в нормальних перерізах, яка ґрунтується на реальній діаграмі деформування бетону, адаптовану до розрахунків сталезалізобетонних балок. Продемонстрована задовільна збіжність експериментальних даних із теоретичними.

Ключові слова: залізобетонна конструкція, нормальний переріз, деформування бетону, діаграма

В статье приведены сведения о методике расчета прочности железобетонных конструкций в нормальных сечениях, которая основана на реальной диаграмме деформирования бетона, адаптированной к расчетам сталезалезобетонных балок. Продемонстрирована удовлетворительная сходимость экспериментальных данных с теоретическими.

Ключевые слова: железобетонная конструкция, нормальное сечение, деформирование бетона, диаграмма

The article deals with the procedure of strength calculation of normal section reinforced concrete structures; the procedure is based on the elective diagram of concrete deformation and is adapted to the calculation of still reinforced concrete beams. The experimental data comply with the theoretical ones.

Keywords: reinforced concrete structures, normal section, concrete deformation, diagram

Вступ

Останнім часом поряд з існуючими методами розрахунку залізобетонних конструкцій широкого розповсюдження набувають методики, котрі ґрунтуються на реальних діаграмах деформування матеріалів з урахуванням характеру і тривалості дії навантаження [1, 2]. Такий підхід дозволяє більш точно описувати не тільки граничний стан елемента, а й отримати залежність розвитку деформацій зі збільшенням навантаження. Використання таких методик дозволяє об'єктивніше враховувати фізичні особливості роботи матеріалів, а також точніше оцінювати напружено-деформований стан та міцність залізобетонних елементів. Основи такої моделі широко застосовуються в закордонній практиці, включені в міжнародні нормативні документи, впроваджуються в державні норми проектування залізобетонних і бетонних конструкцій.

Аналіз останніх досліджень і публікацій

Аналіз останніх досліджень і публікацій показує, що методики, в основу яких покладена деформційна модель, також можна використовувати для розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. Зокрема для сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом (рис. 1) [3, 4]. При застосуванні деформційної моделі суттєвими є значення гранич-

них фібрових деформації бетону ε_{bu} , які різними дослідниками визначаються по-різному і коливаються в широкому діапазоні. Так, наприклад, для класу бетону В40 $\varepsilon_{bu} = 2,42 \times 10^{-3} \dots 3,2 \times 10^{-3}$. Тобто значення ε_{bu} коливаються в широких межах, це значно впливає на кінцеві результати розрахунків. У методиці запропонованій у [1] східна гілка діаграми деформування бетону обмежується величиною η_u – рівнем відносних фібрових деформацій бетону, що обчислюється аналітично.

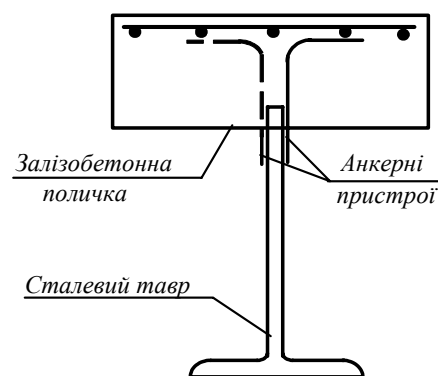


Рис. 1. Поперечний переріз сталезалізобетонної балки

Формулювання цілей статті

В даній статті поставлено за мету розрахувати сталезалізобетонні двотаврові балки

(див. рис. 1) за методикою наведеною в [1] і порівняти результати розрахунків із даними експериментів.

Виклад основного матеріалу

У розробленій методиці розрахунку міцності сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом використано діаграму стану бетону на стиск $\sigma_b - \varepsilon_b$ (рис. 2) в такому вигляді:

$$\frac{\sigma_i}{R_b} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (1)$$

де $\eta = \varepsilon_{bm} / \varepsilon_{bR}$ – рівень деформації крайньої фібри; $k = E_b \varepsilon_{bR} / R_b$ – коефіцієнт пружно-пластичних властивостей бетону; $\varepsilon_{bR} = 0,0007 R_b^{0,31}$ – деформації у вершині діаграми на рис. 2.

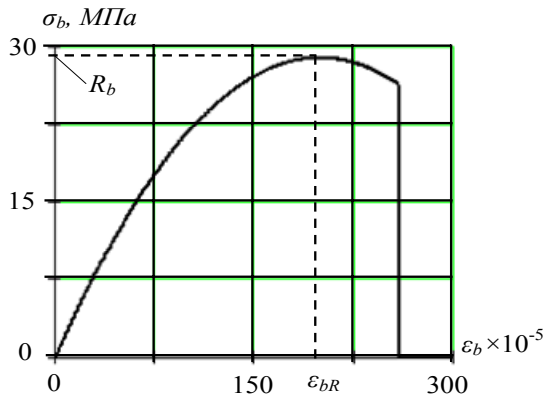


Рис. 2. Повна діаграма залежності $\sigma_b - \varepsilon_b$ стиснутого бетону

Для поперечного перерізу, зображеного на рис. 1, де верхня полицка виготовлена із бетону класу В40, коефіцієнт k становить 2,006. Використовуючи залежність $\eta_u - k$, наведену в [1], відповідно матимемо, що $\eta_u = 1,27$. А максимальне значення фібрових деформацій бетону стиснутої полицки: $\varepsilon_{bm} = \varepsilon_{bR} \eta_u$.

Використовуючи гіпотезу плоских перерізів в досліджуваних конструкціях відповідно до рис. 3, деформації на межі нижньої грані стиснутої залізобетонної полицки і сталевій стінки:

$$\varepsilon_f(X) = \frac{\varepsilon_{bm} h_1(X)}{X}. \quad (2)$$

Відповідно деформації крайнього розтягнутого волокна сталевого тавра:

$$\varepsilon_{sm}(X) = \frac{\varepsilon_{bm}(h_2(X) + t_f)}{X}. \quad (3)$$

Деформації на межі сталевій стінки і сталевій полицки:

$$\varepsilon'_f(X) = \frac{\varepsilon_{bm} h_2(X)}{X}. \quad (4)$$

Маючи значення деформацій в характерних точках поперечного перерізу, можна визначити зусилля, які виникають в кожній із його складових. Відповідно до [1], зусилля в стиснутій залізобетонній полицці (рис. 3):

$$N_b(X, \eta_{bm}) = R_b X B_f \omega(\eta_{bm}), \quad (5)$$

де $\omega(\eta_{bm})$ – коефіцієнт повноти епюри напружень в бетоні.

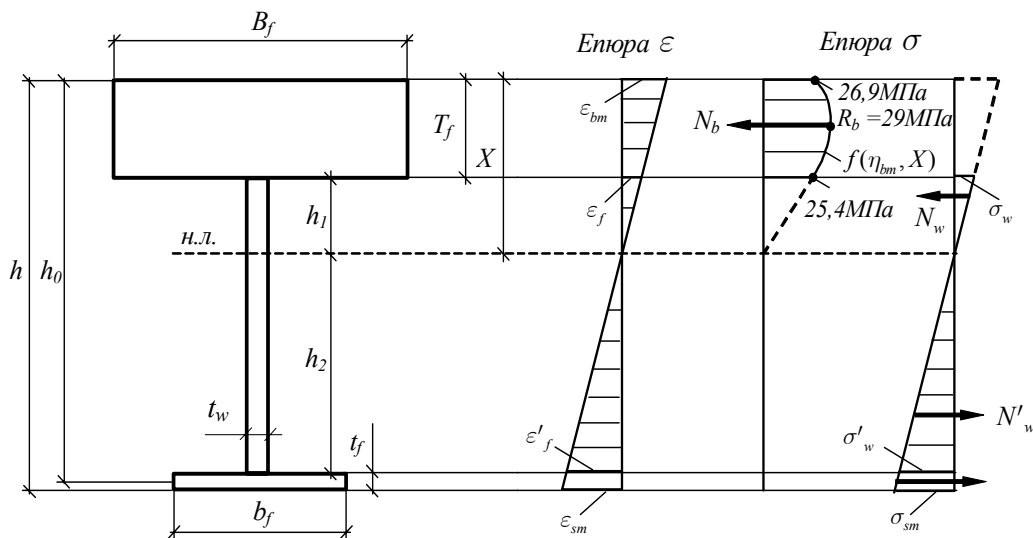


Рис. 3. До розрахунку міцності сталезалізобетонних двотаврових балок в нормальних перерізах

Для даного поперечного перерізу сталезалізобетонної балки (рис. 3), де на стиск працює залізобетонна поличка і частина сталеві стінки, як впливає із формули 4.72 [1] :

$$\omega(\eta_{bm}) = \omega(\eta_{bu}) = \frac{1}{\eta_{bm}} \int_{\eta_f}^{\eta_{bm}} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} d\eta. \quad (6)$$

Рівень відносних деформацій бетону на нижній грані залізобетонної полички

$$\eta_f(X) = \frac{\varepsilon_f(X)}{\varepsilon_{bR}}. \quad (7)$$

Зусилля в стиснутій частині сталеві стінки

$$\begin{aligned} N_{\omega}(X, \eta_{bm}) &= \frac{1}{2} \sigma_{\omega}(X) h_1(X) t_{\omega} = \\ &= \frac{1}{2} \varepsilon_f(X) E_s h_1(X) t_{\omega}, \end{aligned} \quad (8)$$

де, σ_{ω} – напруження в сталевій стінці на межі із залізобетонною поличкою; E_s – модуль пружності сталі.

Зусилля в розтягнутій частині сталеві стінки

$$\begin{aligned} N'_{\omega}(X, \eta_{bm}) &= \frac{1}{2} \sigma'_{\omega}(X) h_2(X) t_{\omega} = \\ &= \frac{1}{2} \varepsilon'_f(X) E_s h_2(X) t_{\omega}, \end{aligned} \quad (9)$$

де, σ'_{ω} – напруження в сталевій стінці на межі із нижньою поличкою.

Зусилля в розтягнутій сталевій поличці:

$$N'_f(X, \eta_{bm}) = \sigma_{sm}(X) t_f b_f = \varepsilon_{sm}(X) E_s t_f b_f, \quad (10)$$

де σ_{sm} – напруження в найбільш розтягнутому волокні сталеві полички.

Тут для спрощення прийнято, що форма епюри напружень прямокутна, а не трапецієподібна.

Використовуючи умову:

$$N_b(X) + N_{\omega}(X) - N'_{\omega}(X) - N'_f(X) = 0, \quad (11)$$

визначено значення висоти стиснутої зони X . Остаточно максимальний згинальний момент опору балки дії зовнішнього навантаження

$$\begin{aligned} M_u &= N_b \left(h_0 - \frac{T_f}{2} \right) + N_{\omega} \left(h_0 - T_f - \frac{1}{3} h_1 \right) - \\ &- N'_{\omega} \left(\frac{1}{3} h_2 + \frac{t_f}{2} \right). \end{aligned} \quad (12)$$

У формулі (12) момент визначається відносно центра ваги нижньої сталеві полички. Рівнодійна в стиснутій залізобетонній поличці прикладена посередині висоти полички, оскільки напруження в її верхній грані становить 26,9 МПа, в нижній грані – 25,4 МПа при екстремумі 29 МПа. За розглянутою методикою розраховано сталезалізобетонну двотаврову балку (див. рис. 1 і 3), максимальний внутрішній момент опору балки дії зовнішнього навантаження при руйнуванні дорівнює 44,1 кНм, висота стиснутої зони – 10,6 см. За експериментальними даними для балок різних серій (16 балок однакового поперечного перерізу) максимальний момент коливався в межах 42,9...46,25 кНм, а висота стиснутої зони – 10...11 см [3, 4].

Висновок

Запропонована методика може використовуватись для розрахунку сталезалізобетонних конструкцій і зокрема для двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом, оскільки досить точно описує напружено деформований стан таких елементів, та дає достатньо задовільну збіжність теоретичних розрахунків з експериментом.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Павліков, А. М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії [Текст]: монографія / А. М. Павліков. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – 259 с.
2. Роговой, С. И. Нелинейное деформирование в теории железобетона и расчет прочности нормальных сечений [Текст] / С. И. Роговой. – Полтава, 2002. – 183 с.
3. Стороженко, Л. І. Розрахунок згинальних сталезалізобетонних двотаврових елементів із залізобетонним верхнім поясом [Текст] / Л. І. Стороженко, В. А. Кириченко, О. А. Крупченко // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: зб. наук. пр. – К.: НДІБК, 2008. – Вип. 70. – С. 43-51.
4. Крупченко, О. А. Напружено-деформований стан та міцність сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / О. А. Крупченко. – Полтава: ПолтНТУ, 2008. – 197 с.

Надійшла до редколегії 28.04.2011.
Прийнята до друку 12.05.2011.

МЕТОДИ ВИСОКОГО ПОРЯДКУ ТОЧНОСТІ РОЗВ'ЯЗУВАННЯ ЗАДАЧІ КОШІ ДЛЯ НЕЛІНІЙНИХ ІНТЕГРО-ДИФЕРЕНЦІАЛЬНИХ РІВНЯНЬ ВОЛЬТЕРРА

Розглянуто нове застосування безперервних дробів до розвитку числових методів для вирішення інтегро-диференціальних рівнянь. Запропоновані числові методи високої точності для вирішення початково-значимих проблем в інтегро-диференціальних рівняннях Вольтера.

Ключові слова: нелінійні інтегро-диференціальні рівняння Вольтера, задача Коші, перетворення Фельберга, ряд Тейлора

Рассмотрены новые приложения непрерывной дроби к развитию числовых методов для решения интегро-дифференциальных уравнений. Предложены числовые методы высокой точности для решения начально-значимых проблем в интегро-дифференциальных уравнениях Вольтера.

Ключевые слова: нелинейные интегро-дифференциальные уравнения Вольтерра, задача Коши, преобразование Фельберга, ряд Тейлора.

The new applications of continued fraction to the development of numerical methods for the solution of integro-differential equations are considered. The numerical methods of high-order accuracy for the solution of initial-value problems in Volterra integro-differential equations are proposed.

Keywords: nonlinear integral-differential equations Volterra, Felberg transformation, Taylor series

Актуальність проблеми

Обчислювальний експеримент дозволяє в багатьох випадках замінити реальний процес і отримувати як якісну, так і кількісну характеристику процесу, що моделюється.

Задачі гідроакустики, кінетики, автоматичного управління, електроніки, багатовимірної оптимізації, теорії в'язко-пружності приводять до необхідності розв'язання нелінійних інтегро-диференціальних рівнянь. Оскільки розв'язки таких задач в замкнутому вигляді можна отримати лише в окремих часткових випадках, виникає проблема побудови наближеного розв'язку таких рівнянь.

Одним з ефективних способів побудови таких наближень є неперервні (ланцюгові) дробі, які при відповідних умовах мають високу швидкість збіжності, володіють властивістю монотонності і двосторонності, а також малочутливі до похибок заокруглень. Процес їх обчислень є циклічним і легко програмується на ПК.

Постановка задачі

Розглянемо на відрізку $I_L: [x_0, x_0 + L]$ задачу Коші для нелінійного інтегро-диференціального рівняння

$$u'(x) = F \left[x, u(x), \int_{x_0}^x g(x, s, u(s), u'(s)) ds \right],$$

$$u(x_0) = u_0. \quad (1)$$

Припустимо, що розв'язок задачі (1) існує і єдиний, а функції F і g володіють необхідною для дослідження гладкістю.

Використовуючи апарат неперервних дробів [1, 2] та ідею побудови методів типу Рунге-Кутта [3,4], пропонуються наближені методи високого порядку точності для розв'язування рівняння (1).

Побудова методів типу Рунге-Кутта-Фельберга

Введемо на відрізку I_L сітку $\sigma_h = \{a=x_0 < x_1 < x_2 < \dots < x_N = b\}$ з кроком $h = x_{n+1} - x_n$.

Для побудови чисельного методу високого порядку точності $((m+p)$ -го порядку, $m=1,2,3,\dots$) потрібно використовувати модифіковане перетворення Фельберга [5].

Перетворимо дане рівняння до еквівалентної системи

$$\begin{aligned} u'(x) &= F[x, u(x), z(x)], \\ z(x) &= \int_{x_0}^x f(x, s, u(s), z(s)) ds \end{aligned} \quad (2)$$

$$\text{де } f[x, s, u(s), z(s)] = g[x, s, u(s), F[s, u, z]].$$

Введемо нові функції $y(x)$ і $\varphi(x)$, що задовольняють умовам

$$y(x_0) = u(x_0) = u_0, y^{(k)}(x_0) = 0,$$

$$\varphi(x_0) = z(x_0) = 0, \varphi^{(k)}(x_0) = 0, k = 1, 2, \dots, m+1 \quad (3)$$

за допомогою перетворення

$$u(x) = \chi(x, y) = y(x) + \sum_{k=1}^{m+1} \frac{(x-x_0)^k}{k!} \times \left(\frac{d^k}{dx^k} F[x, u(x), z(x)] \right)_{|x=x_0} \quad (4)$$

$$z(x) = \theta(x, y) = \varphi(x) + \sum_{k=1}^{m+1} \frac{(x-x_0)^k}{k!} \times \left(\frac{\partial^{k-1}}{\partial s^{k-1}} f[x, s, u(s), z(s)] \right)_{|s=x_0} \quad (5)$$

Підставляючи в (2) замість $u(x)$ і $z(x)$ їхні вирази із (4), (5), а замість $u'(x)$ – відповідний вираз, одержаний при диференціюванні співвідношення (4), отримаємо наступну задачу для визначення невідомих функцій $y(x)$ і $\varphi(x)$:

$$y'(x) = G[x, y(x), \varphi(x)] \quad (6)$$

$$\varphi(x) = \int_{x_0}^x q[x, s, y(s), \varphi(s)] ds \quad (7)$$

з початковою умовою

$$y|_{x=x_0} = y_0 = u_0 \quad (8)$$

де

$$G[x, y(x), \varphi(x)] = F[x, \chi(x, y), \theta(x, \varphi)] - \sum_{k=1}^{m+1} \frac{(x-x_0)^{k-1}}{(k-1)!} \left(\frac{d^k}{dx^k} F[x, u, z] \right)_{|x=x_0}, \quad (9)$$

$$q[x, s, u(s), \varphi(s)] = f[x, s, \chi(s, y), \theta(s, \varphi)] - \sum_{k=1}^{m+1} \frac{(x-x_0)^{k-1}}{(k-1)!} \left(\frac{d^{k-1}}{ds^{k-1}} f[x, s, u, z] \right)_{|s=x_0}, \quad (10)$$

які в силу умов (3) володіють властивостями

$$\left(G_{x^p} \right)_0 = \left(\frac{\partial^p Y}{\partial k^p} \right)_{x=x_0} = 0, \left(q_{x^p s^0} \right)_{s=x^p} = 0, \quad (p = 0, m; k = 0, m+2) \quad (11)$$

Представимо $\varphi(x)$ із (6) у вигляді

$$\varphi(x) = U_n(x) + v(x), \quad n = 0, 1, 2, \dots \quad (12)$$

де

$$U_n(x) = \int_{x_0}^{x_n} q[x, s, y(s), \varphi(s)] ds,$$

$$v(x) = \int_{x_0}^x q[x, s, y(s), \varphi(s)] ds.$$

Тоді отримаємо систему

$$y'(x) = G[x, y(x), U_n(x) + v(x)],$$

$$v(x) = \int_{x_0}^x q[x, s, y(s), U_n(s) + v(s)] ds \quad (13)$$

яка в сукупності з (12) еквівалентна (6), (7).

Допустимо, що у вузлах $x_1, \dots, x_n$ відомі наближення до точного розв'язку задачі (6), (7), а також наближення до функції $U_n(x)$ відповідної точності. Для наближеного розв'язку в точці x_{n+1} потрібно мати наближення для $y(x_{n+1})$ і $v(x_{n+1})$, які шукаємо у вигляді

$$y'(x) = G^n[x, y(x), v_n(x)],$$

$$v_n(x) = \int_{x_n}^x q^n[x, s, y(s), v_n(s)] ds,$$

де $G^n[x, y, v_n] = G[x, y, U_n + v_n]$,

$$q^n = q[x, s, y, U_n + v_n].$$

Наближення $y(x)$ і $v(x)$ в точці $x_n + h$ порядку $O(h^{m+p})$, $p = 2, 3$ знайдемо, використовуючи ланцюгові дробби.

Розвинення в ряд Тейлора по степеням h в околі точки x_n для $y(x_{n+1})$ і $v(x_{n+1})$ має вигляд

$$y(x_{n+1}) = y(x_n) + \sum_{i=m+2}^{m+4} \frac{h^i}{i!} y^{(i)}(x_n) + O(h^{m+5}),$$

$$v(x_{n+1}) = \sum_{i=m+2}^{m+4} \frac{h^i}{i!} v^{(i)}(x_n) + O(h^{m+5}),$$

де

$$y^{(m+3)}(x_n) = (G_{x^{m+2}})_n + (G_y)_n (G_{x^{m+1}})_n + (G_v)_n (q_{s^{m+1}})_n,$$

$$\begin{aligned}
y^{(m+4)}(x_n) &= (G_{x^{m+3}})_n + (m+3) \times \\
&\times \left[(G_{xy})_n (G_{x^{m+1}})_n + (G_{xv})_n (q_{s^{m+1}})_n \right] + \\
&+ (G_y)_n y^{(m+3)}(x_n) + (G_v)_n v^{(m+3)}(x_n) \\
v_n^{(m+2)}(x_n) &= (q_{s^{m+1}})_n, \\
v_n^{(m+3)}(x_n) &= (m+3) (q_{xs^{m+1}})_n + (q_{s^{m+2}})_n + \\
&+ (q_y)_n (G_{x^{m+1}})_n + (q_v)_n (q_{s^{m+1}})_n \\
v_n^{(m+4)}(x_n) &= (m+4) \left[\frac{m+3}{2} (q_{x^2s^{m+1}})_n + (q_{xs^{m+2}})_n \right] + \\
&+ (q_{s^{m+3}})_n + \left[(m+4) (q_{xy})_n + (m+3) (q_{sy})_n \right] \times \\
&\times (G_{x^{m+1}})_n + \left[(m+4) (q_{xv})_n + (m+3) (q_{sv})_n \right] \times \\
&\times (q_{s^{m+1}})_n + (q_y)_n y^{(m+3)}(x_n) + (q_v)_n v^{(m+3)}(x_n)
\end{aligned}$$

Для побудови наближень порядку $O(h^{m+3})$,

шукаємо їх в наступному вигляді:

Розглянемо

$$\begin{aligned}
y(x_{n+1})Q_{m+2} - P_{m+2} &= \left\{ y(x_n) + \frac{h^{m+2}}{(m+2)!} (G_{x^{m+1}})_n + \frac{h^{m+3}}{(m+3)!} \left[(G_{x^{m+2}})_n + (G_y)_n (G_{x^{m+1}})_n + (G_v)_n (q_{s^{m+1}})_n \right] + \right. \\
&O(h^{m+4}) \left. \right\} \times \left\{ y_n + \frac{h^{m+2}}{(m+2)!} a_{11} \alpha_1^{m+1} G_{x^{m+1}} - \frac{h^{m+3}}{(m+3)!} (m+3) a_{11} \alpha_1^{m+2} G_{x^{m+2}} + O(h^{m+4}) \right\} - (y_n)^2 = \\
&= y_n (y(x_n) - y_n) + \frac{h^{m+2}}{(m+2)!} G_{x^{m+1}} \left[y_n - a_{11} \alpha_1^{m+1} (m+2) y(x_n) \right] + \\
&+ \frac{h^{m+3}}{(m+3)!} \left\{ y^{(m+3)}(x_n) y_n - a_{11} \alpha_1^{m+2} (m+3) y(x_n) G_{x^{m+2}} \right\} + O(h^{m+4})
\end{aligned}$$

i

$$\begin{aligned}
v_n(x_{n+1}) - v_{n,n+1} &= \frac{h^{m+2}}{(m+2)!} v_n^{(m+2)} + \frac{h^{m+3}}{(m+3)!} v_n^{(m+3)} + O(h^{m+4}) - b_{11} K_1 = \frac{h^{m+2}}{(m+2)!} \times \left\{ 1 - b_{11} (m+2) \bar{\alpha}_1^{m+1} \right\} (q_{s^{m+1}})_n + \\
&+ \frac{h^{m+3}}{(m+3)!} \left\{ \left[(m+3) - b_{11} (m+2) (m+3) \bar{\alpha}_1^{m+1} \right] (q_{xs^{m+1}})_n + \left(1 + b_{11} (m+3) \bar{\alpha}_1^{m+2} \right) (q_{s^{m+2}})_n + \right. \\
&+ (q_y)_n (G_{x^{m+1}})_n + (q_v)_n (q_{s^{m+1}})_n \left. \right\} + O(h^{m+4})
\end{aligned}$$

Прирівнявши до нуля вирази при h^{m+2} , враховуючи при цьому, що $y_n = y(x_n) + O(h^{m+3})$, отримаємо систему алгебраїчних рівнянь

$$\begin{cases} a_{11} \alpha_1^{m+1} = \frac{1}{(m+2)}, \\ b_{11} \bar{\alpha}_1^{m+1} = \frac{1}{(m+2)}, \end{cases}$$

$$y_{n+1} = \frac{y_n^2}{y_n - a_{11} k_1}, \quad v_{n,n+1} = b_{11} K_1,$$

$$y_n \equiv y(x_n), \quad k_1 = h G^n(x_n + \alpha_1 h, y_n, v_{n,n}),$$

$$K_1 = h q^n(x_n + h, x_n + \bar{\alpha}_1 h, y_n, v_{n,n}) \quad (14)$$

Параметри a_{11} , b_{11} , α_1 , $\bar{\alpha}_1$ визначимо з умови, щоб $|y(x_{n+1}) - y_{n+1}| = O(h^{m+3})$,

$|v_n(x_{n+1}) - v_{n,n+1}| = O(h^{m+3})$, що у випадку якщо $y_n - a_{11} k_1 \neq 0$, $y_n \neq 0$, еквівалентно

$$|y(x_{n+1}) Q_{m+2} - P_{m+2}| = O(h^{m+3}),$$

де $Q_{m+2} = y_n - a_{11} k_1$, $P_{m+2} = y_n^2$.

з якої слідує

$$a_{11} = \frac{1}{(m+2) \alpha_1^{m+1}}, \quad b_{11} = \frac{1}{(m+2) \bar{\alpha}_1^{m+1}},$$

де α_1 , $\bar{\alpha}_1$ – довільні відмінні від нуля числа.

Поклавши, наприклад, $\bar{\alpha}_1 = \alpha_1$, отримаємо

$$a_{11} = b_{11} = \frac{1}{(m+2) \alpha_1^{m+1}}.$$

Знайдемо наближення до $y(x_{n+1})$ і $v_n(x_{n+1})$ порядку $O(h^{m+4})$, представивши їх наступним чином:

$$y_{n+1} = \frac{y_n}{1 - \frac{(a_{11}k_1 + a_{12}k_2)/y_n}{1 - \frac{(a_{21}k_1 + a_{22}k_2)y_n - (a_{11}k_1 + a_{12}k_2)^2}{y_n(a_{11}k_1 + a_{12}k_2)}}} = \quad (15)$$

$$= y_n + \frac{P_{m+3}}{Q_{m+3}}$$

$$v_{n+1} = \frac{h(b_{11}K_1 + b_{12}K_2)^2}{(b_{11} - b_{21})K_1 - (b_{12} + b_{22})K_2}, \quad (16)$$

де

$$\begin{aligned} P_{m+3} &= (a_{11}k_1 + a_{12}k_2)^2, \\ Q_{m+3} &= (a_{11} - a_{21})k_1 - (a_{12} + a_{22})k_2, \\ k_1 &= hG(x_n + \alpha_1 h, y_n, \bar{U}_n + v_n), \\ K_1 &= hq[x_n + h, x_n + \bar{\alpha}_1 h, y_n, \bar{U}_n + v_n], \\ \bar{U}_n &= U_n(x_n), \\ k_2 &= hG(x_n + \alpha_2 h, y_n + \bar{\gamma}_{21}k_1, \bar{U}_n + \bar{\gamma}_{21}K_1), \\ K_2 &= nq[x_n + h, x_n + \bar{\alpha}_2 h, y_n + \bar{\gamma}_{21}k_1, \bar{U}_n + \bar{\gamma}_{21}K_1]. \end{aligned}$$

Розвинувши $y(x_{n+1})$, $v(x_{n+1})$, k_i , K_i ($i=1,2$) в ряди Тейлора в околі точки $x = x_n$ і прирівнявши в різницях $y(x_{n+1}) - y_{n+1}$ і $v(x_{n+1}) - v_{n+1}$ до нуля коефіцієнти при степенях h^{m+2} , h^{m+3} отримаємо наступні системи алгебраїчних рівнянь

$$\begin{cases} a_{11}\alpha_1^{m+1} + a_{12}\alpha_2^{m+1} = \frac{1}{m+2} \\ a_{21}\alpha_1^{m+1} + a_{22}\alpha_2^{m+1} = 0 \\ (a_{11} + a_{21})\alpha_1^{m+2} + (a_{12} + a_{22})\alpha_2^{m+2} = \frac{1}{m+3} \\ (a_{12} + a_{22})\gamma_{21}\alpha_1^{m+1} = \frac{1}{(m+2)(m+3)}; \end{cases} \quad (17a)$$

$$\begin{cases} b_{11}\bar{\alpha}_1^{m+1} + b_{12}\bar{\alpha}_2^{m+1} = \frac{1}{m+2} \\ b_{21}\bar{\alpha}_1^{m+1} + b_{22}\bar{\alpha}_2^{m+1} = 0 \\ (b_{11} + b_{21})\bar{\alpha}_1^{m+2} + (b_{12} + b_{22})\bar{\alpha}_2^{m+2} = \frac{1}{m+3} \\ (b_{12} + b_{22})\bar{\gamma}_{21}\bar{\alpha}_1^{m+1} = \frac{1}{(m+2)(m+3)}; \end{cases} \quad (17b)$$

Покладемо $\bar{\alpha}_i = \alpha_i$, $b_{ij} = a_{ij}$, ($i, j=1,2$) $\bar{\gamma}_{21} = \gamma_{21}$. Тоді маємо дві множини розв'язків:

I) $\alpha_1 \neq \alpha_2$, то

$$\begin{aligned} a_{11} &= \frac{1 - (m+2)a_{12}\alpha_2^{m+1}}{(m+2)\alpha_1^{m+1}}, \\ a_{21} &= \left(a_{12} + \frac{(m+3)\alpha_1 - (m+2)}{(m+2)(m+3)(\alpha_2 - \alpha_1)\alpha_2^{m+1}} \right) \left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1} \right)^{m+1}, \\ a_{22} &= \frac{(m+2) - \alpha_1(m+3)}{(m+2)(m+3)(\alpha_2 - \alpha_1)\alpha_2^{m+1}} - a_{12}, \\ \gamma_{21} &= \left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1} \right)^{m+1} \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{(m+2) - \alpha_1(m+3)}, \end{aligned} \quad (18)$$

де a_{12} , α_1 , α_2 – параметри

$$\left(\alpha_1 \neq \frac{m+2}{m+3}, \alpha_1, \alpha_2 \neq 0 \right).$$

II) $\alpha_1 = \alpha_2$, то

$$\begin{aligned} a_{11} &= \frac{1}{(m+2)} \left(\frac{m+3}{m+2} \right)^{m+1} - a_{12}, \\ a_{21} &= a_{12} - \frac{1}{\gamma_{21}(m+2)(m+3)} \left(\frac{m+3}{m+2} \right)^{m+1}, \\ a_{22} &= \frac{1}{\gamma_{21}(m+2)(m+3)} \left(\frac{m+3}{m+2} \right)^{m+1} - a_{12}, \\ \alpha_1 &= \alpha_2 = \frac{m+2}{m+3}, \end{aligned} \quad (19)$$

де a_{12} – параметр, γ_{21} – довільне відмінне від нуля число.

При такому виборі параметрів, взявши два і три поверхи дробу (15) і відповідно один і два поверхи дробу (16) отримаємо наближення до $y(x_{n+1})$ і $v(x_{n+1})$ $(m+2)$ -го порядку точності у першому випадку і $(m+3)$ -го порядку точності у другому випадку.

Зауваження. Якщо у формулах (18), (19) покласти $a_{21} = a_{22} = 0$, то отримаємо традиційні формули Рунге-Кутта-Фельберга.

Знаючи y_{n+1} і v_{n+1} обчислюємо $\Phi_{n+1} \approx \Phi(x_{n+1})$ із (12), а тоді з (4), (5) знаходимо наближення до $u(x_{n+1})$ і $z(x_{n+1})$.

Висновки

Для знаходження наближеного розв'язку задачі Коші для інтегро-диференціальних рівнянь Вольтерра побудовано методи Рунге-Кутта-

Фельберга порядку точності $O(h^{m+2})$ і $O(h^{m+3})$, ($m=1,2,3,\dots$), що базують на ланцюгових (неперервних) дробах. При відповідних значеннях параметрів, що входять в запропоновані обчислювальні схеми, отримуємо класичні методи високого порядку точності.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Джоунс, У. Непрерывные дроби. Аналитическая теория и приложения [Текст] / У. Джоунс, В. Трон. – М.: Мир, 1985. – 414 с.
2. Скоробагатько, В. Я. Теория ветвящихся цепных дробей и ее применение в вычислительной математике [Текст] / В. Я. Скоробагатько. – М.: Наука, 1983. – 312 с.
3. Fehlberg, E. New high-order Runge-Kutta formulas with step-size control for systems of first and second order differential equations [Текст] / E. Fehlberg, // Z. Angew. Math. Mech. – 1964. – 44, – S. 17-29.
4. Холл, Дж. Современные численные методы решения обыкновенных дифференциальных уравнений [Текст] / Дж. Холл, Дж. Ватт. М.: Мир, 1979. – 312 с.
5. Ломакович, А. Н. О приближенном решении одного нелинейного интегрального уравнения типа Вольтерра двусторонним методом вида Рунге-Кутта-Фельберга [Текст] / А. Н. Ломакович, В. А. Ищук // Вычислительная и прикладная математика. – К.: Наук. думка. – 1974. – Вып. 23. – С. 29-40.

Надійшла до редколегії 14.06.2011.

Прийнята до друку 20.06.2011.

ДВОСТОРОННІ ОБЧИСЛЮВАЛЬНІ СХЕМИ РОЗВ'ЯЗУВАННЯ НЕЛІНІЙНИХ ДИФЕРЕНЦІАЛЬНИХ РІВНЯНЬ З ОЦІНКОЮ ГОЛОВНОГО ЧЛЕНА ПОХИБКИ

Виведено двосторонні розрахункові формули другого порядку точності розв'язання задачі Коші для звичайних диференціальних рівнянь, що базуються на неперервних дробах. У запропонованих обчислювальних формулах можна оцінити значення головного члена локальної похибки без додаткових звертань до правої частини диференціального рівняння.

Ключові слова: нелінійні диференціальні рівняння, похибка, метод Рунге-Кутта, ряд Тейлора

Выведены двусторонние расчетные формулы второго порядка точности решения задачи Коши для обычных дифференциальных уравнений, которые базируются на непрерывных дробах. В предложенных вычислительных формулах можно оценить значение главного члена локальной погрешности без дополнительных обращений к правой части дифференциального уравнения.

Ключевые слова: нелинейные дифференциальные уравнения, погрешность, метод Рунге-Кутта, ряд Тейлора

The two-side methods of the second order of accuracy are constructed. The formulas give an opportunity to receive upper and lower approximation at each point to the exact solution and define the value of the main error without referring to the right part of differential equation.

Keywords: nonlinear differential equations, precision error, Runge-Kutta method, Taylor series

Актуальність проблеми

Багато прикладних задач, зокрема розрахунків напружено-деформованого стану тонкостінних елементів конструкцій (стержнів, пластин, оболонок), задачі багатовимірної оптимізації, електроніки, кінетики, проблеми побудови і дослідження математичних моделей фізико-хімічних, біологічних і економічних процесів у загальному випадку зводяться до розв'язання задачі Коші для нелінійних систем диференціальних рівнянь.

В прикладній математиці широкого застосування набули неперервні (ланцюгові) дробі. Вони дають можливість отримувати двосторонні і монотонні наближення, мають слабку чутливість до похибок заокруглень, а також вірно відображають основні властивості розв'язків досліджуваних задач [1-3].

Запропоновані у даній роботі обчислювальні алгоритми дають можливість у кожній точці отримувати не тільки двосторонні наближення до точного розв'язку, але і оцінку головного члена локальної похибки. Двосторонність і необхідна точність на всьому інтервалі інтегрування досягається за допомогою параметрів ω і h .

Характерною особливістю таких алгоритмів є те, що при відповідних значеннях параметрів,

що входять в обчислювальні схеми, можна отримати як нові, так і традиційні двосторонні методи Рунге-Кутта розв'язання поставленої задачі. Двосторонні розрахункові формули першого порядку точності подано в роботі [4].

Вигідно виокремлює ці схеми від традиційних двосторонніх алгоритмів

Вигідно виокремлює ці схеми від традиційних двосторонніх алгоритмів [5-7] те, що у запропонованих обчислювальних формулах можна оцінити значення головного члена локальної похибки без додаткових звертань до правої частини диференціального рівняння.

Постановка задачі

Розглянемо на відрізку $I_L : [x_0, x_0 + L]$ задачу Коші:

$$y' = f(x, y), \quad y(x_0) = y_0, \quad x \in [x_0, x_0 + L], \quad (1)$$

де $y(x)$ – дійсний, m – компонентний вектор, f – дійсна векторна функція залежної та незалежної змінних, причому припускається, що функція f диференційована стільки разів, скільки необхідно для чисельного аналізу.

Використовуючи апарат неперервних дробів [3, 4] та ідею побудови методів типу Рунге-Кутта [8], пропонуються наближені методи розв'язування рівняння (1).

Двосторонні розрахункові формули будуються так, щоб їх локальні похибки в кожній вузловій точці мали вигляд:

$$y(x_{n+1}) - y_{n+1} = \omega h^p K F_n(f) + O(h^{p+1}), \quad (2)$$

де $y(x_{n+1})$ і y_{n+1} – відповідно точний і наближений розв’язок задачі (1), h – крок інтегрування, $F_n(f)$ – деякий диференціальний оператор, обчислений в точці (x_n, y_n) , K – константа, p – порядок точності обчислювальної схеми, ω – параметр двосторонності.

Побудова двосторонніх методів типу Рунге-Кутта

Не обмежуючи загальності, будемо шукати наближений розв’язок задачі (1) у скалярному випадку, оскільки на системи рівнянь дана методика знаходження двосторонніх наближених розв’язків переноситься покомпонентно.

Введемо на відрізок I_L сітку $\sigma_n = \{a=x_0 < x_1 < x_2 < \dots < x_N = b\}$ з кроком

$$h = x_{n+1} - x_n.$$

Для побудови двосторонніх методів типу Рунге-Кутта, представимо наближений розв’язок задачі (1) у вигляді ланцюгового дробу:

$$y_{n+1}^{[k,l]} = y_n / D_n, \quad (3)$$

де

$$D_n = \sum_{i=0}^{k-1} d_{i,0} + \frac{d_{k,0}}{1 + \frac{d_{k,l-1}}{1 + \dots + \frac{d_{k,l-1}}{1 + d_{k,l}}}}.$$

Вирази для $d_{k,l}$ у випадку $k+l = \overline{1,4}$ ($k = \overline{1,4}$; $l = \overline{0,3}$) мають вигляд:

$$\begin{aligned} d_{0,0} &= 1; d_{i,0} = -\sum_{m=1}^i d_{i-m,0} \cdot \frac{\sigma_m}{y_n}; i = \overline{1,4}; \\ d_{v,1} &= -\frac{d_{v+1,0}}{d_{v,0}}; v = \overline{1,3}; d_{\mu,2} = d_{\mu+1,1} - d_{\mu,1}; \mu = \overline{1,2}; \\ d_{1,3} &= d_{1,2} \frac{d_{2,2}}{d_{1,2}}; \sigma_m = h \sum_{i=1}^q a_{mi} k_i; q = k+l; \\ k_i &= f(x_n + \alpha_i h, y_n + h \sum_{j=1}^q \beta_{ij} k_j); \alpha_i = \sum_{j=1}^q \beta_{ij}; \\ y_n &\neq 0. \end{aligned} \quad (4)$$

де h – крок інтегрування ($h = x_{n+1} - x_n$, $n = 0, 1, 2, \dots$), a_{ij} , α_i , β_{ij} – параметри.

Ці формули дозволяють будувати як явні ($\beta_{ij} = 0$, при $i \leq j$), так і неявні числові методи. Значення параметрів a_{ij} , α_i , β_{ij} зручно записувати у вигляді таблиці:

$$\begin{array}{cccccc} \alpha_1 & \beta_{11} & \dots & \beta_{1v} & a_{11} & \dots & a_{1v} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & & \vdots \\ \alpha_v & \beta_{v1} & \dots & \beta_{vv} & a_{v1} & \dots & a_{vv} \end{array}$$

Побудуємо двосторонні методи другого порядку точності. Для цього розглянемо формули (3) і (4) при $k+l = 3$ ($k = \overline{1,3}$; $l = \overline{0,2}$) тобто

$$y_{n+1}^{[k,l]} = \begin{cases} \frac{y_n}{d_{0,0} + d_{1,0} + d_{2,0} + d_{3,0}}, & \text{якщо } k=3, l=0 \\ \frac{y_n}{d_{0,0} + d_{1,0} + \frac{d_{2,0}}{1 + d_{2,1}}}, & \text{якщо } k=2, l=1 \\ \frac{y_n}{d_{0,0} + \frac{d_{1,0}}{1 + \frac{d_{1,1}}{1 + d_{1,2}}}}, & \text{якщо } k=1, l=2, \end{cases} \quad (5)$$

де

$$\begin{aligned} d_{0,0} &= 1; d_{i,0} = -\sum_{m=1}^i d_{i-m,0} \cdot \frac{\sigma_m}{y_n}; i = 1, 2, 3; \\ d_{1,1} &= -\frac{d_{2,0}}{d_{1,0}}; d_{2,1} = -\frac{d_{3,0}}{d_{2,0}}; d_{1,2} = d_{2,1} - d_{1,1}; \\ \sigma_m &= h \cdot \sum_{i=1}^3 a_{mi} k_i; k_i = f(x_n + \alpha_i h, y_n + h \sum_{j=1}^3 \beta_{ij} k_j); \\ \alpha_i &= \sum_{j=1}^3 \beta_{ij}. \end{aligned} \quad (6)$$

Параметри $a_{mi}, \alpha_i, \beta_{ij}$ ($m, i, j = 1, 2, 3$) визначаються з умови (2). Розвинення $y(x_{n+1})$ в ряд Тейлора по степенях h в околі точки x_n має вигляд

$$\begin{aligned} y(x_{n+1}) &= y(x_n) + hf + \frac{1}{2} h^2 Df + \\ &+ \frac{1}{6} h^3 \left(D^2 f + \frac{\partial f}{\partial y} Df \right) + O(h^4) \end{aligned}$$

де для скорочення записів введені позначення:

$$D = \frac{\partial}{\partial x} + f \frac{\partial}{\partial y}, \quad D^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + 2f \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} + f^2 \frac{\partial^2}{\partial y^2} \quad \text{і}$$

т.д.

Розглянемо формули (3) і (4) при $k=3$,
 $l=0$ Підставивши замість $d_{i,0}$ ($i=\overline{1,3}$) їх зна-
 чення, отримаємо $y_{n+1}^{[3,0]}$ у вигляді:

$$y_{n+1}^{[3,0]} = \frac{P_{[3,0]}}{Q_{[3,0]}}, \quad (7)$$

де $P_{[3,0]} = y_n^4$,

$$Q_{[3,0]} = y_n^3 - hy_n^2 \left(\sum_{m=1}^3 \sum_{i=1}^3 a_{mi} k_i \right) + h^2 y_n \left[\left(\sum_{i=1}^3 a_{1i} k_i \right)^2 + \right. \\ \left. + 2 \left(\sum_{i=1}^3 a_{1i} k_i \right) \left(\sum_{i=1}^3 a_{2i} k_i \right) \right] - h^3 \left(\sum_{i=1}^3 a_{1i} k_i \right)^3,$$

$$\left(\sum_i a_{1i} k_i \right) \left(\sum_i a_{2i} k_i \right) = \left(\sum_i a_{1i} \right) \left(\sum_i a_{2i} \right) f^2 + h \left[\left(\sum_i a_{1i} \alpha_i \right) \cdot \sum_i a_{2i} + \left(\sum_i a_{2i} \alpha_i \right) \cdot \sum_i a_{1i} \right] f \cdot Df + h^2 \times \\ \times \left[\left(\sum_i a_{1i} \frac{\alpha_i^2}{2} \right) \cdot \sum_i a_{2i} + \left(\sum_i a_{2i} \frac{\alpha_i^2}{2} \right) \cdot \sum_i a_{1i} \right] f \cdot D^2 f + + \left[\sum_i a_{1i} \left(\sum_j a_{2j} \beta_{ij} \alpha_j \right) + \sum_i a_{2i} \left(\sum_j a_{1j} \beta_{ij} \alpha_j \right) \right] \times \\ \times f \cdot \frac{\partial f}{\partial y} \cdot Df + \left(\sum_i a_{1i} \alpha_i \right) \left(\sum_i a_{2i} \alpha_i \right) (Df)^2 + O(h^3) \quad (8)$$

$$\left(\sum_i a_{1i} k_i \right)^3 = \left(\sum_i a_{1i} \right)^3 f^3 + 3h \left(\sum_i a_{1i} \right) \left(\sum_i a_{1i} \alpha_i \right) f^2 \cdot Df + 3h^2 \left(\sum_i a_{1i} \right)^2 \left[\left(\sum_i a_{1i} \frac{\alpha_i^2}{2} \right) f^2 \cdot D^2 f + \left(\sum_i a_{1i} \sum_j \beta_{ij} \alpha_j \right) \times \right. \\ \left. \times f^2 \cdot \frac{\partial f}{\partial y} \cdot Df \right] + 3h^2 \left(\sum_i a_{1i} \right) \left(\sum_i a_{1i} \alpha_i \right)^2 f \cdot (Df)^2 + O(h^3) \quad (9)$$

Підставивши розвинення (8), (9) в $Q_{[3,0]}$ отримаємо :

$$Q_{[3,0]} = y_n^3 - hy_n^2 f \left\{ \sum_i a_{1i} + \sum_i a_{2i} + \sum_i a_{3i} \right\} + h^2 \left\{ \left[\left(\sum_i a_{1i} \right)^2 + 2 \left(\sum_i a_{1i} \right) \left(\sum_i a_{2i} \right) \right] y_n f^2 - \right. \\ \left. \left(\sum_i a_{1i} \alpha_i + \sum_i a_{2i} \alpha_i + \sum_i a_{3i} \alpha_i \right) y_n^2 \cdot Df \right\} + h^3 \left\{ - \left(\sum_i a_{1i} \frac{\alpha_i^2}{2} + \sum_i a_{2i} \frac{\alpha_i^2}{2} + \sum_i a_{3i} \frac{\alpha_i^2}{2} \right) y_n^2 \cdot D^2 f - \right. \\ \left. - \left(\sum_i a_{1i} \sum_j \beta_{ij} \alpha_j + + \sum_i a_{2i} \sum_j \beta_{ij} \alpha_j + \sum_i a_{3i} \sum_j \beta_{ij} \alpha_j \right) y_n^2 \cdot \frac{\partial f}{\partial y} \cdot Df + 2 \left[\left(\sum_i a_{1i} \right) \left(\sum_i a_{1i} \alpha_i \right) + \right. \right. \\ \left. \left. + \left(\sum_i a_{2i} \right) \left(\sum_i a_{1i} \alpha_i \right) + \left(\sum_i a_{1i} \right) \left(\sum_i a_{2i} \alpha_i \right) \right] y_n \cdot f \cdot Df - \left(\sum_i a_{1i} \right)^3 f^3 \right\} + O(h^4)$$

тоді

$$y(x_{n+1}) \cdot Q_{[3,0]} - P_{[3,0]} = \sum_{i=1}^3 r_i h^i + O(h^4), \quad (10)$$

де

$$\begin{aligned}
r_1 &= \left(1 - \sum_m \sum_i a_{mi}\right) \cdot f \cdot y_n^3; \\
r_2 &= \left(\frac{1}{2} - \sum_m \sum_i a_{mi} \alpha_i\right) \cdot y_n^3 \cdot Df + \left[\left(\sum_i a_{li}\right)^2 + 2\left(\sum_i a_{li}\right)\left(\sum_i a_{2i}\right) - \sum_m \sum_i a_{mi}\right] y_n^2 f^2; \\
r_3 &= \left(\frac{1}{6} - \sum_m \sum_i a_{mi} \frac{\alpha_i^2}{2}\right) \cdot y_n^3 \cdot D^2 f + \left(\frac{1}{6} - \sum_m \sum_i a_{mi} \sum_j \beta_{ij} \alpha_j\right) \times y_n^3 \cdot \frac{\partial f}{\partial y} \cdot Df + \left(2\left[\left(\sum_i a_{li}\right)\left(\sum_i a_{li} \alpha_i\right) + \left(\sum_i a_{2i}\right)\left(\sum_i a_{li} \alpha_i\right) + \right.\right. \\
&\quad \left.\left. + \left(\sum_i a_{li}\right)\left(\sum_i a_{2i} \alpha_i\right)\right] - \frac{1}{2} \sum_m \sum_i a_{mi} - \sum_m \sum_i a_{mi} \alpha_i\right) \cdot y_n^2 \cdot f \cdot Df + \left[\left(\sum_i a_{li}\right)^2 + 2\left(\sum_i a_{li}\right)\left(\sum_i a_{2i}\right) - \left(\sum_i a_{li}\right)^3\right] y_n \cdot f^3.
\end{aligned} \tag{11}$$

Побудуємо явні двосторонні формули (покладемо $\beta_{ij} = 0$, якщо $i \leq j$ і $\alpha_1 = 0$, $\alpha_i = \sum_{j=1}^{i-1} \beta_{ij}$ ($i = 2, 3$)). В результаті отримаємо наступні вирази для коефіцієнтів чисельника при h, h^2, h^3 :

$$hf \cdot y_n^3: 1 - \sum_m \sum_i a_{mi};$$

$$h^2 y_n^3 \cdot Df: \frac{1}{2} - \sum_m \sum_i a_{mi} \alpha_i;$$

$$h^2 y_n^2 f^2: \left(\sum_i a_{li}\right)^2 + 2\left(\sum_i a_{li}\right)\left(\sum_i a_{2i}\right) - \sum_m \sum_i a_{mi};$$

$$h^3 y_n^3 \cdot D^2 f: \frac{1}{6} - \sum_m \sum_i a_{mi} \frac{\alpha_i^2}{2}.$$

$$\begin{aligned}
h^3 y_n^2 \cdot f \cdot Df: & 2\left[\left(\sum_i a_{li}\right)\left(\sum_i a_{li} \alpha_i\right) + \right. \\
& \left. + \left(\sum_i a_{2i}\right)\left(\sum_i a_{li} \alpha_i\right) + \left(\sum_i a_{li}\right)\left(\sum_i a_{2i} \alpha_i\right)\right] - \\
& - \frac{1}{2} \sum_m \sum_i a_{mi} - \sum_m \sum_i a_{mi} \alpha_i
\end{aligned}$$

$$h^3 y_n^3 \frac{\partial f}{\partial y} \cdot Df: \frac{1}{6} - \sum_m \sum_i a_{mi} \sum_j \beta_{ij} \alpha_j$$

$$h^3 y_n \cdot f^3: \left(\sum_i a_{li}\right)^2 + 2\left(\sum_i a_{li}\right)\left(\sum_i a_{2i}\right) - \left(\sum_i a_{li}\right)^3$$

I) Позначимо

$$\frac{1}{6} - \sum_{m=2}^3 \sum_{i=1}^3 a_{mi} \frac{\alpha_i^2}{2} = \omega,$$

$$\frac{1}{6} - \alpha_2 \beta_{32} \sum_{i=1}^3 a_{i3} = \omega$$

і прирівняємо до нуля всі решта коефіцієнти при степенях h , h^2 і h^3 . Тоді матимемо систему нелінійних рівнянь:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^3 a_{li} = 1, & \sum_{i=1}^3 a_{2i} = 0, & \sum_{i=1}^3 a_{3i} = 0, \\ \frac{1}{2} - \sum_{m=2}^3 \sum_{i=1}^3 a_{im} \alpha_m = 0, \\ a_{32} \alpha_2 + a_{33} \alpha_3 = 0, \\ \frac{1}{6} - \sum_{m=2}^3 \sum_{i=1}^3 a_{im} \frac{\alpha_m^2}{2} = \omega, \\ \frac{1}{6} - \alpha_2 \beta_{32} \sum_{i=1}^3 a_{i3} = \omega. \end{cases} \tag{12}$$

В цьому випадку

$$\begin{aligned}
R^{[3,0]}(y_n, f, Df, D^2 f) &= \\
&= \left\{ \omega h^3 y_n^3 \left(D^2 f + \frac{\partial f}{\partial y} Df \right) + O(h^4) \right\} / Q_{[3,0]},
\end{aligned}$$

де

$$Q_{[3,0]} = y_n^3 - h f y_n^2 + O(h^2).$$

Система рівнянь (12) має три множини розв'язків:

1) $\alpha_2 \neq \alpha_3$:

$$a_{11} = \frac{\alpha_2 + (\alpha_3 - \alpha_2) a_{13}}{\alpha_2},$$

$$a_{12} = -\frac{\alpha_3}{\alpha_2} a_{13},$$

$$a_{21} = \frac{2a_{13}(\alpha_2 - \alpha_3) - 1}{2\alpha_2},$$

$$a_{22} = \frac{1 + 2a_{13}\alpha_3}{2\alpha_2},$$

$$a_{23} = -a_{13},$$

$$a_{31} = \frac{2(1 - 6\omega) - 3\alpha_2}{6\alpha_2\alpha_3},$$

$$a_{32} = \frac{3\alpha_2 - 2(1-6\omega)}{6\alpha_2(\alpha_3 - \alpha_2)}, \quad \beta_{32} = \frac{\alpha_3(\alpha_3 - \alpha_2)(1-6\omega)}{\alpha_2(2-3\alpha_2-12\omega)}, \quad (13)$$

$$a_{33} = \frac{2(1-6\omega) - 3\alpha_2}{6\alpha_3(\alpha_3 - \alpha_2)},$$

$$\beta_{21} = \alpha_2, \quad \beta_{31} = \alpha_3 - \beta_{32},$$

a_{13} - довільне число, α_2, α_3 - параметри, що задовольняють умову:

$$\alpha_2\alpha_3(\alpha_3 - \alpha_2)(2-3\alpha_2-12\omega) \neq 0.$$

2). $\alpha_2 = \alpha_3$:

$$\begin{array}{ccccccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -a_{13} & a_{13} \\ \frac{2}{3}(1-6\omega) & \frac{2}{3}(1-6\omega) & 0 & 0 & -\frac{3}{4(1-6\omega)} & \frac{3}{4(1-6\omega)} - a_{23} & a_{23} \\ \frac{2}{3}(1-6\omega) & \frac{2}{3}(1-6\omega) - \frac{1}{4b} & \frac{1}{4b} & 0 & 0 & -a_{33} & a_{33} \end{array} \quad (14)$$

де $b = a_{13} + a_{23} + a_{33}$, a_{13}, a_{23}, a_{33} - параметри ($b \neq 0$).

3). $\alpha_2 = 2/3$; $\alpha_2 \neq \alpha_3$:

$$\begin{array}{ccccccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 1-a_{13} & 0 & a_{13} \\ \frac{2}{3} & \frac{2}{3} & 0 & 0 & -\frac{3}{4} - a_{23} & \frac{3}{4} & a_{23} \\ 0 & -\frac{1-6\omega}{4b} & \frac{1-6\omega}{4b} & 0 & -a_{33} & -\frac{3}{4}\omega & a_{33} \end{array} \quad (15)$$

де $b = a_{13} + a_{23} + a_{33}$, a_{13}, a_{23}, a_{33} - параметри ($b \neq 0$).

Зауваження. Обчисливши значення параметрів a_{ij} , α_i , β_{ij} , можна легко оцінити головний член локальної похибки $R^{[3,0]}(y_n, f, Df, D^2f)$ за допомогою лінійної комбінації величин k_i ($i=1, 2, 3$)

II) Знайдемо значення параметрів, при яких має місце оцінка

$$R^{[3,0]}(y_n, f, Df) = \omega h^3 y_n^2 f Df / Q^{[3,0]} + O(h^4).$$

В цьому випадку параметри a_{ij} , α_i , β_{ij} повинні задовольняти таку систему рівнянь:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^3 a_{1i} = 1, \quad \sum_{i=1}^3 a_{2i} = 0, \quad \sum_{i=1}^3 a_{3i} = 0, \\ \frac{1}{2} - \sum_{m=2}^3 \sum_{i=1}^3 a_{im} \alpha_m = 0, \quad \frac{1}{6} - \sum_{m=2}^3 \sum_{i=1}^3 a_{im} \frac{\alpha_m^2}{2} = 0, \\ \frac{1}{6} - \alpha_2 \beta_{32} \sum_{i=1}^3 a_{i3} = 0, \quad \sum_{m=2}^3 \sum_{i=1}^2 a_{im} \alpha_m = \frac{1+\omega}{2}. \end{cases} \quad (16)$$

Дана система має також три сімейства розв'язків:

A). $\alpha_2 \neq \alpha_3$:

$$\begin{aligned} a_{11} &= 1 + a_{13} \frac{(\alpha_3 - \alpha_2)}{\alpha_2}, \quad a_{12} = -\frac{\alpha_3}{\alpha_2} a_{13}, \\ a_{21} &= \frac{2a_{23}(\alpha_3 - \alpha_2) - \alpha_2(1+\omega)}{2\alpha_2}, \\ a_{22} &= \frac{\alpha_2(1+\omega) - 2a_{23}\alpha_3}{2\alpha_2}, \\ a_{31} &= \frac{2a_{33}(\alpha_3 - \alpha_2) + \omega}{2\alpha_2}, \quad a_{32} = -\frac{2a_{33}\alpha_3 + \omega}{2\alpha_2}, \\ a_{33} &= \frac{(2-3\alpha_2)}{6\alpha_3(\alpha_3 - \alpha_2)} - a_{13} - a_{23}, \quad \beta_{21} = \alpha_2, \\ \beta_{32} &= \frac{\alpha_3(\alpha_3 - \alpha_2)}{\alpha_2(2-3\alpha_2)}, \quad \beta_{31} = \alpha_3 - \beta_{32}, \end{aligned} \quad (17)$$

де a_{13} , a_{23} - довільні числа, α_2, α_3 - параметри, що задовольняють умову:

$$\alpha_2\alpha_3(\alpha_3 - \alpha_2)(2-3\alpha_2)(3\alpha_3-2) \neq 0.$$

B). $\alpha_2 = \alpha_3$:

$$\begin{array}{cccc|ccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -a_{13} & a_{13} \\ \frac{2}{3} & \frac{2}{3} & 0 & 0 & -\frac{3}{4}(1+\omega) & \frac{3}{4}(1+\omega)-a_{23} & a_{23} \\ \frac{2}{3} & \frac{1}{4b} & \frac{2}{3}-\frac{1}{4b} & 0 & \frac{3}{4}\omega & -a_{33}-\frac{3}{4}\omega & a_{33} \end{array} \quad (18)$$

де $b = a_{13} + a_{23} + a_{33}$, a_{13}, a_{23}, a_{33} – параметри ($b \neq 0$).

C). $\alpha_2 = 2/3$; $\alpha_2 \neq \alpha_3$:

$$\begin{array}{cccc|ccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 1-a_{13} & 0 & a_{13} \\ \frac{2}{3} & \frac{2}{3} & 0 & 0 & -\frac{3}{4}(1+\omega)-a_{23} & \frac{3}{4}(1+\omega) & a_{23} \\ 0 & -\frac{1}{4b} & \frac{1}{4b} & 0 & \frac{3}{4}\omega-a_{33} & -\frac{3}{4}\omega & a_{33} \end{array} \quad (19)$$

де $b = a_{13} + a_{23} + a_{33}$, a_{13}, a_{23}, a_{33} – параметри ($b \neq 0$).

III). Покладемо

$$\frac{1}{2} - \sum_{m=2}^3 \sum_{i=1}^3 a_{im} \alpha_m = 3\omega, \quad \frac{1}{6} - \sum_{m=2}^3 \sum_{i=1}^3 a_{mi} \frac{\alpha_i^2}{2} = \omega,$$

$$\frac{1}{6} - \alpha_2 \beta_{32} \sum_{i=1}^3 a_{i3} = \omega$$

і прирівняємо до нуля всі решта коефіцієнти при степенях h , h^2 і h^3 . В результаті отримаємо систему нелінійних рівнянь:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^3 a_{1i} = 1, \quad \sum_{i=1}^3 a_{2i} = 0, \quad \sum_{i=1}^3 a_{3i} = 0, \\ \frac{1}{2} - \sum_{m=2}^3 \sum_{i=1}^3 a_{im} \alpha_m = 3\omega, \\ a_{32} \alpha_2 + a_{33} \alpha_3 = 0, \\ \frac{1}{6} - \sum_{m=2}^3 \sum_{i=1}^3 a_{im} \frac{\alpha_m^2}{2} = \omega, \\ \frac{1}{6} - \alpha_2 \beta_{32} \sum_{i=1}^3 a_{i3} = \omega. \end{array} \right. \quad (20)$$

Система рівнянь (20) має наступні розв'язки :

а) $\alpha_2 \neq \alpha_3$:

$$\begin{aligned} a_{11} &= 1 + a_{13} \frac{(\alpha_3 - \alpha_2)}{\alpha_2}, \quad a_{12} = -\frac{\alpha_3}{\alpha_2} a_{13}, \\ a_{21} &= \frac{2a_{23}(\alpha_3 - \alpha_2) - (1 - 6\omega)}{2\alpha_2}, \\ a_{22} &= \frac{(1 - 6\omega) - 2a_{23}\alpha_3}{2\alpha_2}, \quad a_{31} = a_{33} \frac{(\alpha_3 - \alpha_2)}{\alpha_2}, \\ a_{32} &= -a_{33} \frac{\alpha_3}{\alpha_2}, \\ a_{33} &= \frac{(2 - 3\alpha_2)(1 - 6\omega)}{6\alpha_3(\alpha_3 - \alpha_2)} - a_{13} - a_{23}, \quad \beta_{21} = \alpha_2, \\ \beta_{31} &= \alpha_3 - \beta_{32}, \quad \beta_{32} = \frac{\alpha_3(\alpha_3 - \alpha_2)}{\alpha_2(2 - 3\alpha_2)}, \end{aligned} \quad (21)$$

де a_{13} , a_{23} – довільні числа, α_2, α_3 - параметри, що задовольняють умову:

$$\alpha_2 \alpha_3 (\alpha_3 - \alpha_2) (2 - 3\alpha_2) (3\alpha_3 - 2) \neq 0.$$

b) 2). $\alpha_2 = \alpha_3$:

$$\begin{array}{cccc|ccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -a_{13} & a_{13} \\ \frac{2}{3} & \frac{2}{3} & 0 & 0 & -\frac{3}{4}(1-6\omega) & \frac{3}{4}(1-6\omega)-a_{23} & a_{23} \\ \frac{2}{3} & \frac{2}{3}-\beta_{32} & \beta_{32} & 0 & 0 & a_{13}+a_{23}-\frac{1-6\omega}{4\beta_{32}} & \frac{(1-6\omega)}{4\beta_{32}}-a_{13}-a_{23} \end{array} \quad (22)$$

де $\beta_{32} \neq 0, a_{13}, a_{23}$ – параметри.

с). $\alpha_2 = 2/3$; $\alpha_2 \neq \alpha_3$:

$$\begin{array}{cccc} 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{2}{3} & \frac{2}{3} & 0 & 0 \\ 0 & -\beta_{32} & \beta_{32} & 0 \end{array}$$

$$\begin{array}{ccc} 1-a_{13} & 0 & a_{13} \\ -\frac{3}{4}(1-6\omega) & \frac{3}{4}(1-6\omega) & 0 \\ a_{13}-\frac{(1-6\omega)}{4\beta_{32}} & 0 & \frac{(1-6\omega)}{4\beta_{32}}-a_{13} \end{array} \quad (23)$$

де β_{32} – відмінне від нуля число.

У цьому випадку головний член локальної похибки на кожному кроці має вигляд:

$$R^{[3,0]}(f, Df, D^2 f) = \omega \times \left[h^2 3y_n^3 Df + h^3 y_n^3 \left(D^2 f + \frac{\partial f}{\partial y} Df \right) \right] / Q^{[3,0]} + O(h^4).$$

Зауваження 1. При значеннях параметрів (17), (18), (19), а також з (21), (22), (23) можна отримувати двосторонні наближення до точного розв'язку, використовуючи лише три звертання до правої частини диференціального рівняння.

Зауваження 2. Обчисливши значення параметрів $a_{mi}, \alpha_i, \beta_{ij} (m, i, j = 1, 2, 3)$, можна легко оцінити головний член локальної похибки $R^{[3,0]}$ за допомогою лінійної комбінації величин $k_i (i = 1, 2, 3)$.

Пари формул, що відповідають двом значенням ω , які відрізняються лише знаком, складають формули двостороннього методу, оскільки одна з них дає верхнє, а друга – нижнє наближення до точного розв'язку задачі (1). За наближений розв'язок приймаємо півсуму двосторонніх наближень.

Модульний характер запропонованих методів дає можливість в кожній точці інтегрування отримати кілька наближень до точного розв'язку.

Висновки

Виведено двосторонні розрахункові формули другого порядку точності розв'язання задачі Коші для звичайних диференціальних рівнянь, що базуються на неперервних дробах. У запропонованих обчислювальних формулах можна оцінити значення головного члена локальної

похибки без додаткових звертань до правої частини диференціального рівняння.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Бейкер, Дж. Аппроксимации Паде. Обобщения и приложения [Текст] / Дж. Бейкер, П. Грейвс-Моррис – М.: Мир, 1986. – 502 с.
2. Джоунс, У. Непрерывные дроби. Аналитическая теория и приложения [Текст] / У. Джоунс, В. Трон. – М.: Мир, 1985. – 416 с.
3. Скоробагатко, В. Я. Теория ветвящихся цепных дробей и ее применение в вычислительной математике [Текст] / В. Я. Скоробагатко. – М.: Наука, 1983. – 312 с.
4. Пелех, Р. Я. Двосторонні алгоритми розв'язування нелінійних диференціальних рівнянь з оцінкою головного члена похибки [Текст] / Р. Я. Пелех, Й. Й. Лучко // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій. – 2009. – Вип. 11. – С. 106-113.
5. Горбунов, А. Д. О приближенном решении задачи Коши для обыкновенных дифференциальных уравнений с наперед заданным числом верных знаков. I. [Текст] / А. Д. Горбунов, Ю. А. Шахов // Журн. вычислит. математики и матем. физики – 1963. – Т. 3, № 2. – С. 239-253.
6. Ляшко, И. И., Методы вычислений [Текст] / И. И. Ляшко, В. Л. Макаров, А. А. Скоробагатко. – К.: Вища школа, 1977. – 408 с.
7. Шахов, Ю. А. Решение задачи Коши с наперед заданным числом верных знаков для обыкновенного дифференциального уравнения [Текст] / Ю. А. Шахов // Вопросы вычислительной математики: труды ВЦ АН ГрузССР. – Тбилиси. – 1973. – Т. 12, № 1. – С. 105-117.
8. Butcher, J. C. Numerical methods for ordinary differential equations [Текст] / J. C. Butcher. – London: Wiley & Sons, 2008. – 463 p.

Надійшла до редколегії 14.04.2011.

Прийнята до друку 15.05.2011.

КОМПЛЕКСНИЙ АНАЛІЗ КОЛОННОЇ СТАНЦІЇ ІЗ ВАРІАЦІЄЮ ГЛИБИНИ ЗАКЛАДЕННЯ

В роботі представлені результати комплексного аналізу колонної станції із варіацією глибини закладення та з'ясуванням впливу рухомого навантаження на перекриття.

Ключові слова: тунель, колонна станція, напружено-деформований стан, MCE, Scad

В работе представлены результаты комплексного анализа колонной станции с вариацией глубины заложения с выяснением влияния подвижной нагрузки на перекрытие.

Ключевые слова: тоннель, колонная станция, напряженно-деформированное состояние, МКЭ, Scad

In the article the results of complex analysis of the columnar station with variation of depth contour interval with research of mobile loading influencing on ceiling are represented.

Keywords: tunnel, column station, deflected mode, FEM, Scad

Особливістю статичної роботи тунельних конструкцій є те, що їх напружено-деформований стан (НДС) формується у взаємодії з навколишнім масивом. Але, у свою чергу, динамічна складова НДС такого роду конструкцій також велика, оскільки тунельні конструкції сприймають спектр динамічних навантажень. Проблема вирішення динамічних задач у разі тунельних конструкцій ускладнюється тим, що слід враховувати приєднані маси ґрунту, в той же час, враховуючи не тільки інерційну складову, але і взаємодію з елементами конструкції.

Деякі задачі і шляхи їх рішення у області статичних або слабо динамічних дій вже були одержані і систематизовані різними авторами, проте загальна систематизація і шляхи рішення динамічних задач у разі підземних споруд розроблені не були [1-3]. Основні поняття в цій області складно вважати вже теоретично розробленими, але розробка методик практичних розрахунків є актуальною.

Область динамічних дій для станцій метрополітену можна класифікувати:

1. Динамічна дія метропроїзду, яка є періодичною дією як на оправу станції, так і на основу. Наслідками даної динамічної дії є віброкомпресія (стиск основи під лотковою частиною станційної конструкції), віброповзучість (явище збільшення переміщень під лотком станційної конструкції при дії періодичного або пульсації навантаження) і посилення корозії бетону.

Динамічна дія метропроїзду, відповідно, виявляється у всіх видах станцій, незалежно від глибини закладення. Проте найбільш негативний вплив динамічної дії спостерігається у разі

водонасичених глинистих (віброповзучість) і піщаних ґрунтів (віброкомпресія).

2. Динамічна дія наземного транспорту, яка найактивніше впливає на станційні конструкції мілкого закладення, найчастіше виявляється на станціях односклепінчастого і колонного типів мілкого закладення (глибина закладення не більш 20 метрів).

3. Ударна динамічна дія у разі падіння яких-небудь мас в межах станційної конструкції. Даний вид дії також активніше впливає на станційні конструкції мілкого закладення, проте деякі специфічні випадки ударної дії також можуть впливати і на глибокозакладені станції (глибина закладення більше 20 метрів).

4. Імпульсна динамічна дія. Даний вид дії мало вивчений у області розрахунків станційних конструкцій, проте є актуальним для вирішень їх поведінки на особливій дії [4].

5. Сейсмічна динамічна дія [5].

6. Динамічна дія тектонічних процесів земної кори. Даний вид дії якнайменше вивчений, оскільки складність у визначенні тектонічних сил, їх виникнення, формування і поведінки полягає не тільки в отриманні аналітичних залежностей, але і подальшому їх використанні в практичних розрахунках. Для реалізації методики розрахунку станції метрополітену мілкого закладення колонного типу на комплексні навантаження статико-динамічного характеру розроблено ряд моделей. Для найбільшої точності у відтворенні реальної взаємодії станційної конструкції розроблено просторову модель за допомогою об'ємних СЕ, яка застосовувалася у подальших статичних розрахунках. СЕ-модель побудована на основі реальних геометричних розмірів, реальних властивостей ґрунтів

та залізобетону та застосування розрахункового професійного комплексу Structure CAD for Windows, version 7.29 R.3 (SCAD) (рис. 1).

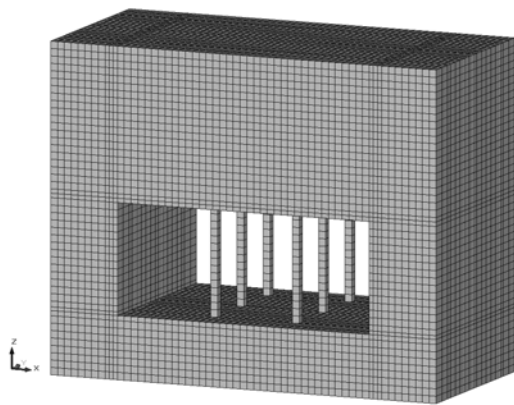


Рис. 1. Скінчено-елементна модель трисклепінчастої станції колонного типу

Модель основана на об'ємних скінчених елементах (37 167 вузлів, 42 456 скінчених елементів), і більш повно відображає статичну роботу станції із оточуючим масивом. Після створення просторової моделі їй надавалися деформаційні характеристики (модуль пружності-деформації, коефіцієнт Пуассона), причому для ґрунту та залізобетону вони задавалися окремо: жорсткість 1 (суглинок щільний, глибина закладення станції – 10 м) – модуль пружності $E=30$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³; жорсткість 2 – приведений модуль пружності $E=38\,000$ МПа, приведений коефіцієнт Пуассона $\mu=0,02$, питома вага $\gamma=25$ кН/м³. Після надання деформаційних характеристик на модель накладалися граничні умови: по нижній границі моделі – заборона по осях X ; Y ; Z ; по боках моделі (вздовж боків, які паралельні осі тунелю) – заборона по осях X та Y ; по торцях моделі (сторони, які перпендикулярні осі X) – заборона по осі Y .

Після цього виконувався розрахунок на власної вагу моделі і рухоме навантаження НК-80, і його результати аналізувалися.

Для подальшого розрахунку конструкції на міцність, який буде проводитися лише по бетону, тобто на тріщиностійкість, застосовується формула четвертої теорії міцності (енергетична), виразом для якої є

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2} \leq [\sigma],$$

де σ_x та σ_z – компоненти нормальних напружень по глобальних осях X та Z ; τ_{xz} – дотична компонента в площині XZ ; $[\sigma]$ – межа міцності матеріалу, для бетону В30 межа міцності $[\sigma]=21,0$ МПа.

Отримання еквівалентних напружень дозволяє врахувати складний напружений стан в елементах моделі і більш точно з'ясувати поведінку конструкції при взаємодії її із оточуючим масивом та спектром навантажень.

В якості першої частини комплексного аналізу проведено розрахунок станційної конструкції на дію власної ваги за методикою, результати якої викладено вище. Результати деформованого стану колонної станції не наводяться для економії місця. Аналіз деформованого стану свідчить про нормальний розподіл обох компонент, причому їх значення не суперечать роботі станції: максимальні вертикальні переміщення шелиги середнього залу станційної конструкції становлять 38 мм, лотка – 29 мм. Наведені дані про деформований стан конструкції є більш ілюстративними, так як найбільший інтерес у дослідженні мають напруження. Для розрахунку на міцність наведемо презентаційні дані лише по конструкції станції (рис. 2).

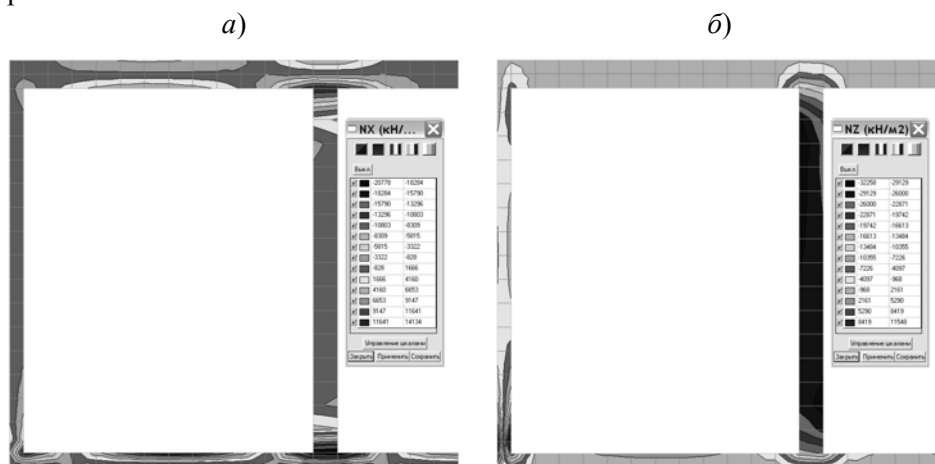


Рис. 2. Ізополя та ізолінії напружень в фрагменті моделі (фрагмент оправи станції) від власної ваги: а) – нормальних по осі X ; б) – нормальних по осі Z

Розподіл напружень в конструкції станції є стандартним і не суперечить класичним уявленням розподілу напружень в конструкціях із кутами і колонами. Як видно із аналізу рис. 2 перевірку на міцність слід провести в точках концентрації, які вказані на рис. 3.

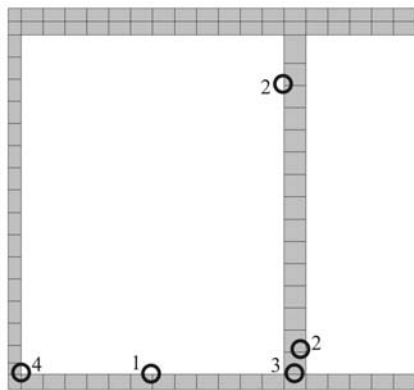


Рис. 3. Точки концентрації напружень в конструкції станції

Розрахунок за еквівалентними напруженнями проведемо у вигляді таблиці, яка наводиться нижче.

Таблиця 1

Розрахунок еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності

Номер точки	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа. Коефіцієнт запасу
	Нормальне по осі X	Нормальне по осі Z	Дотичне в площині XZ	
Точка 1	14,1	5,3	-0,18	17,3/1,2
Точка 2	-0,8	-32,3	-0,18	32,7/0,6
Точка 3	-20,7	-16,6	-2,64	32,7/0,6
Точка 4	-13,3	-26,0	4,3	35,4/0,6

Як видно із наведеної таблиці, еквівалентні напруження сягають в точках 2...4 межових значень у 23,0 МПа, що свідчить про те, що в бетоні колони виникають тріщини, тому слід для цих елементів слід підвищити клас бетону (наприклад, до В40), або замінити залізобетон елементів на метал, таким чином значно покращивши ситуацію із загальним деформуванням конструкції. Причиною такої ситуації є те, що в досліджуваній конструкції шаг колон змінено із стандартного (4 м) на збільшений в 6 м, що призводить до значного перенапруження колон. Хоча випадок із зменшеними коефіцієнтами запасу не є критичним, оскільки тріщини в колоні ще повинні перевірятися за величиною розкриття, однак встановлення металевих ко-

лон або зменшення їх кроку є рекомендацією щодо покращення роботи станційної конструкції.

Для дослідження впливу рухомого навантаження НК-80, а також аналізу результатів сумісної дії його із власною вагою початкову СЕ-модель дещо змінено для того, щоб коректно прикласти навантаження між колонами. Навантаження НК-80 прикладається на рівній відстані між колонами.

Для подальшого кількісного аналізу розраховуємо яка вага масиву приходить на одну колону:

- 1) крок між колонами в поздовжньому напрямі (вздовж осі станції) дорівнює 6,0 м;
- 2) відстань між колонами в фронтальному напрямі (від стіни до осі колони – 3 м, від осі колони до вертикальної осі симетрії – 3 м) – 6,0 м;
- 3) площа дії ваги на колону – 36 м²;
- 4) глибина закладення – 10 м, питома вага ґрунту – 20 кН/м³;
- 5) об'єм дії ґрунту на колону – 36×10=360 м³;
- 6) вага ґрунту – 360×20=7200 кН (70,6 т·с).

При кроці між колонами, рівним 4 м, ця вага дорівнювала би 24×10×20=4800 (47,0 т·с), а напруження стиску в колоні площиною 0,25 м² (0,5×0,5 м) дорівнювали б відповідно 28,8 і 19,2 МПа. Причому видно, що у другому випадку напруження не досягають границі міцності бетону, тобто колона працює без утворення тріщин, що вже було доведено результатами статичним розрахунку, наведеними вище (максимальне напруження в колоні сягає 32,3 МПа (табл. 3.1) проти 28 МПа, отриманих аналітично, відносна похибка 13,3 %).

На рис. 4 наведені результати розрахунку станції на комплексне навантаження. Загальна якісна картина розподілу напружень в станційній конструкції на відміну від власної ваги значно не змінилася, так як рухоме навантаження НК-80 достатньо рівномірно діє на поверхню СЕ-моделі.

Із розподілу компонент напружень (див. рис. 4) можна свідчити, що вплив рухомого навантаження НК-80 несуттєвий. Якщо провести порівняльний аналіз деформованого стану моделей із навантаженням лише власною вагою і комплексним навантаженням, то різниця як кількісно, так і якісно невелика. Це можна пояснити тим, що дія навантаження НК-80 практично загасає над шелигою станційної конструкції (рис. 5), не доходячи до перекриття на 0,3...0,5 м.

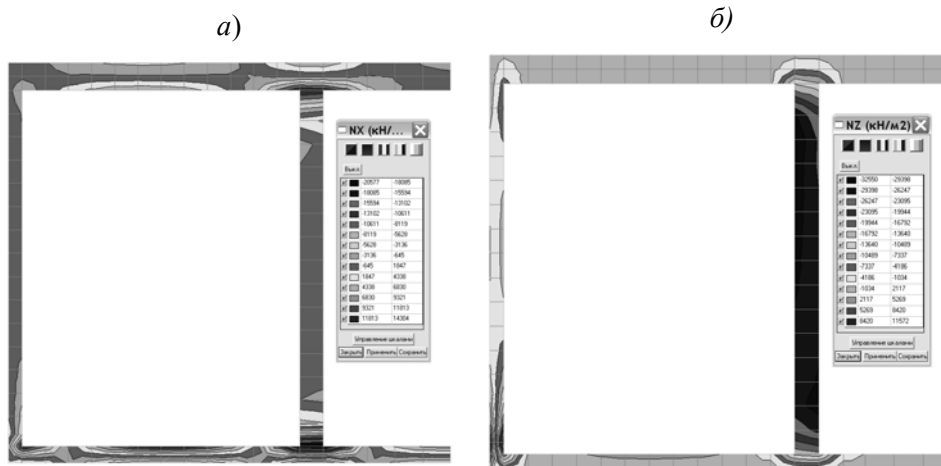


Рис. 4. Ізополі та ізолінії напружень в СЕ-моделі з глибиною закладення 10 м (фрагмент оправи станції) від власної ваги і дії рухомого навантаження НК-80:
а) – нормальних по осі X; б) – нормальних по осі Z

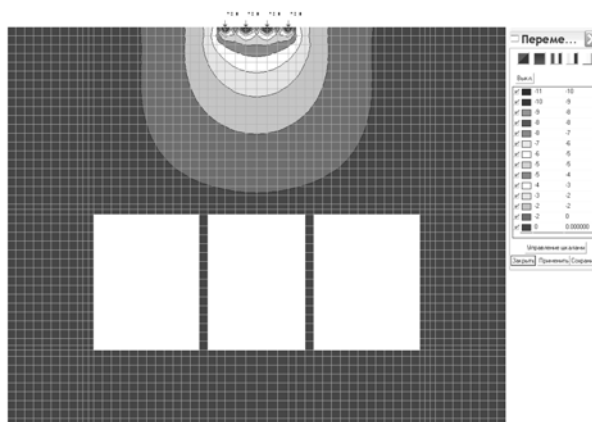


Рис. 5. Вертикальні переміщення в моделі лише від дії рухомого навантаження НК-80

Розрахунок за еквівалентними напруженнями також проведемо у вигляді таблиці (табл. 2).

Таблиця 2

Розрахунок еквівалентних напружень за четвертою теорією міцності

Номер точки	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа. Коефіцієнт запасу
	Нормальне по осі X	Нормальне по осі Z	Дотичне в площині XZ	
Точка 1	14,3	5,3	-0,35	17,5/1,2
Точка 2	-0,65	-32,6	-0,36	32,9/0,6
Точка 3	-20,6	-16,8	-2,42	32,7/0,6
Точка 4	-13,1	-26,3	4,3	35,5/0,6

Порівняння результатів табл. 1 і 2 свідчить про те, що вплив НК-80 на напружений стан станційної конструкції незначний. Це також пояснюється тим, що на колону діє не всі 80 т·с, а лише одна чи дві сили, що в сукупності надає 10 або 20 т·с, а це складає лише 11,1 чи

22,2 % від загального комплексного навантаження. Таким чином, розрахунок на рухоме навантаження в статичній постановці, який ДБН «Метрополітени» регламентує як обов'язковий, може вважатися перевірочним для глибин закладення станції 10 м і більше.

Важливим дослідженням станційної конструкції колонного типу з кроком колон, який дорівнює 6 м, є з'ясування глибини закладення, при якій напруження в колоні дорівнює межі міцності бетону класу В30 (21 МПа), тобто критичну глибину, при якій тріщиноутворення не відбувається. Для цього проведемо дослідження моделі із зменшенням глибини закладення до 5 м. Це дозволить отримати розподіл напружень в колонах і отримати їх залежність від ваги масиву над станцією.

Перед усе проаналізуємо вертикальні напруження лише від дії НК-80 (рис. 6), так як у випадку закладення 5 м НК-80 вже більше діє на станційну конструкцію, що видно із замикавання ізополів над шелигою склепіння і їх розповсюдження на колони.

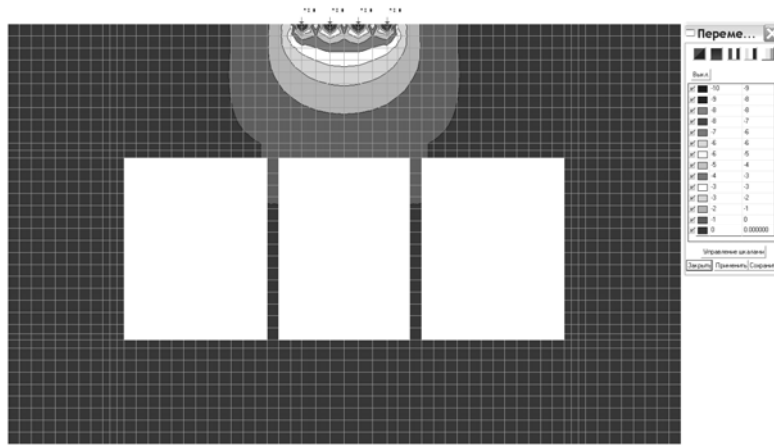


Рис. 6. Вертикальні переміщення в моделі від дії рухомого навантаження НК-80

На рис. 7 наведені результати розрахунку станції на комплексне навантаження цієї моделі. Однак вплив НК-80 і в цьому випадку залишається незначним, так як до загального деформування станційної конструкції додається лише міліметр (максимальні переміщення лише від власної ваги в шелизі становлять 49 мм, у випадку комплексного навантаження – 50 мм).

Це свідчить про незначний вплив навантаження НК-80 на деформований стан.

Якісний характер розподілу компонент напружень змінився значно (також змінилися кольори ізополів, що дещо затрудняє аналіз), також значення напружень кількісно змінилися суттєво.

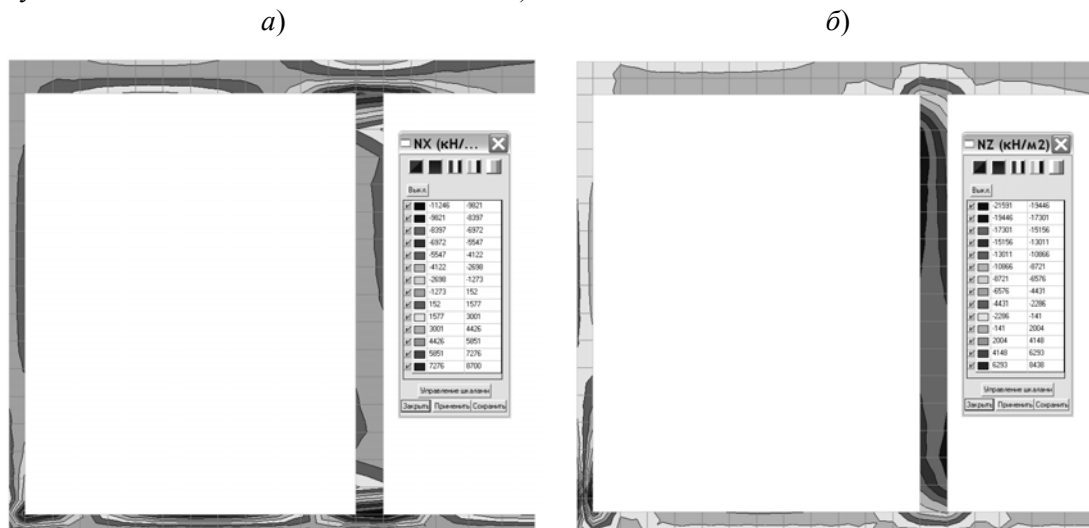


Рис. 7. Ізополя та ізолінії напружень в СЕ-моделі з глибиною закладення 5 м (фрагмент оправи станції) від власної ваги і дії рухомого навантаження НК-80:

а) – нормальних по осі X; б) – нормальних по осі Z

Слід відмітити, що рухоме навантаження НК-80 для глибини закладення 5 м вже суттєве, так як навантаження на колону дорівнює $180 \times 20 = 3600$ кН (35,3 тс), а частка НК-80 від комплексного навантаження складає 22,2 % (для однієї пари коліс) або 44,4 % (для двох пар), що підтверджує висновок про перевірочний характер розрахунку при глибині закладення більше 10 м. Для цього випадку також проведемо розрахунок за еквівалентними напруженнями, але для економії місця таблицю наводити не будемо, а побудуємо графік зале-

жності еквівалентних напружень від глибини закладення станційної конструкції (рис. 8).

Апроксимація графіків, яка наведена на рис. 8, свідчить про високу ступінь автоматичного підбору функцій (значення величини апроксимації R^2 практично дорівнює одиниці, $R^2 = 0,91 \dots 0,99$), що доводить майже функціональний характер цих залежностей, дещо нелінійний характер графіків добре згладжується апроксимованими лінійними трендами. Із їх аналізу видно, що критична глибина закладення для конструкції із кроком колон, рівним 6 м,

складає 4...4,5 м (якщо не брати до уваги точку 4, в якій зазвичай зменшують дію концентратора напружень в куті розміщення армування

або вута) або 5,0...5,5 м по першим трьом точкам.

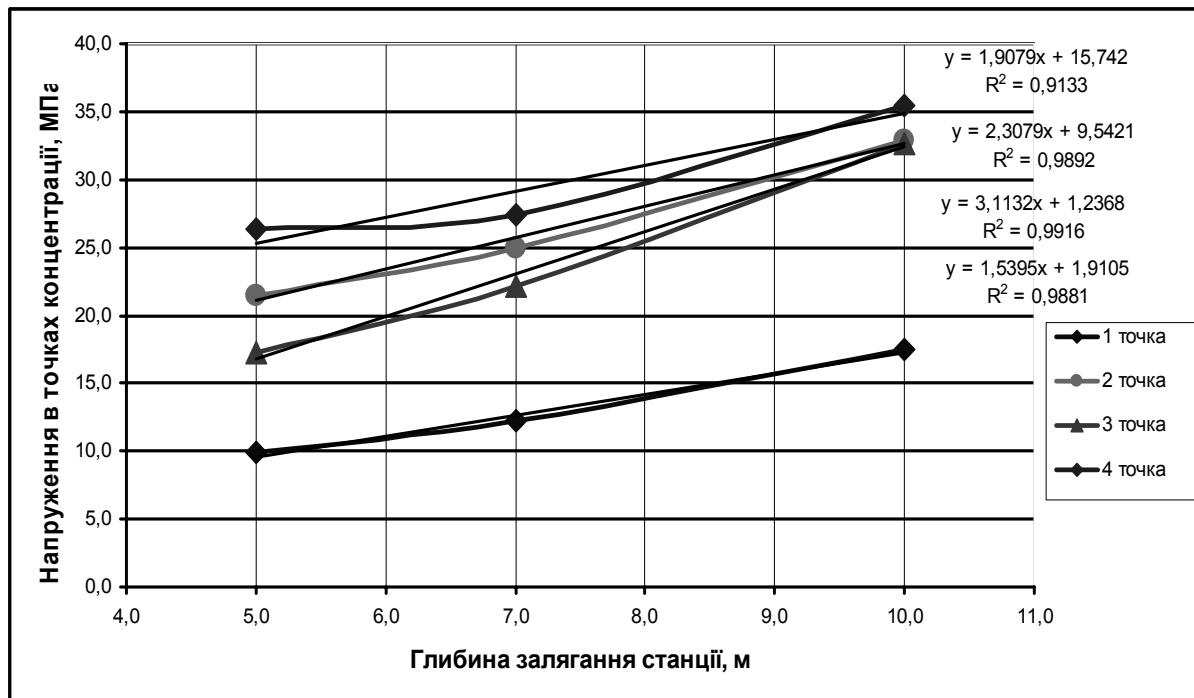


Рис. 8. Графіки залежності еквівалентних напружень від глибини закладення

Із проведеного аналізу можна свідчити, що зміну важливих конструктивних параметрів станційної конструкції можливо проводити лише після її комплексного аналізу, результати якого дають змогу прогнозувати поведінку елементів під навантаженням та можливі несприятливі наслідки, вплив яких можна оцінити вже на етапі проектування та розрахунку.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. 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.
2. Дашевский, М. А. Распространение волн при колебании тоннелей метро [Текст] / М. А. Дашевский. // Строительная механика и расчет сооружений, 1974. – № 5. – С. 29-34.
3. 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.

4. Петренко, В. Д. Применение энергетического подхода для решения динамической задачи взрывного воздействия на строительные конструкции [Текст] / В. Д. Петренко, А. Л. Тютюкин. // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – Київ: Вид-во НТУ, 2006. – Вип. 73. – С. 235-239.
5. Петренко, В. Д. Способ комплексной оценки физического состояния системы «крепление-массив» при сейсмических взаимодействиях [Текст] / В. Д. Петренко, А. П. Букань, А. Л. Тютюкин. // Геотехнічна механіка. – Дніпропетровськ: ІГТМ НАНУ ім. М.С. Полякова, 2003. – Вип. 42. – С. 204-208.

Надійшла до редколегії 03.05.2011.

Прийнята до друку 20.05.2011.

К. А. ПИРАДОВ (Московский государственный открытый университет, Россия)

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ АТОМНЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

Стаття присвячена питанню довговічності залізобетонних конструкцій при дії на них силових і радіаційних навантажень. Розрахунок виконано за допомогою методів механіки руйнування. В розрахунок враховані пошкодження отримані конструкціями в процесі їх експлуатації.

Ключові слова: атомна електростанція, реактор, залізобетон, довговічність, радіація, землетрус

Статья посвящена вопросу расчёта долговечности железобетонных конструкций при воздействии силовых и радиационных нагрузок. Расчёт выполнен с помощью методов механики разрушения. В расчёте учтены повреждения, полученные конструкциями в процессе их эксплуатации.

Ключевые слова: атомная электростанция, реактор, железобетон, долговечность, радиация, землетрясение

Article is devoted a question of calculation of durability of ferro-concrete designs at influence of power and radiating loadings. Calculation is executed by means of methods of mechanics of destruction. In calculation the damages received by designs in the course of their operation are considered.

Keywords: atomic power plant, nuclear reactor, concrete, durability, radiation, earthquake

В то утро 11 марта 2011 года мы все осознали, насколько незащитны перед земной стихией. Причём несчастье обрушилось на наиболее подготовленную к природным катаклизмам страну. Страну, которая постоянно наращивала защищённость своих островных территорий и жила в состоянии готовности к сейсмическому удару и его последствиям. Страшно даже представить последствия подобной катастрофы, произойди она в другой менее подготовленной к землетрясениям, извержениям вулканов, цунами стране. Землетрясение магнитудой 8...9 баллов по шкале Рихтера вызвало разрушения, но настоящая катастрофа наступила с приходом гигантской 12-метровой волны цунами. Сразу после землетрясения стала поступать информация об аварийных остановках на ряде японских АЭС. В частности, на АЭС «Онагава» в префектуре Мияги сработала аварийная система защиты, которая остановила работу одного из энергоблоков. Вскоре после происшествия премьер-министр Японии Наото Кан заявил, что утечки радиации на атомных электростанциях в Японии в результате землетрясения не произошло. Позднее средства массовой информации сообщили о том, что в турбинном зале данной АЭС произошло возгорание, но инцидент не привел к утечке радиации.

МАГАТЭ сообщило о принудительной остановке в целях безопасности реакторов четырех японских АЭС, находящихся в пострадавшем от землетрясения районе. В 20.14 11 марта стало известно, что Токийская энергетическая компания (Tokyo Electric Power Company

(TEPCO)) заявила о повышении уровня радиации внутри здания атомной электростанции в префектуре Фукусима. По информации TEPCO, повышение уровня радиации наблюдалось в турбинном отделении первого реактора АЭС. В 01.40 12 марта стало известно, что уровень радиации на одном из реакторов АЭС «Фукусима-1» уже в тысячу раз превысил норму в связи с отключением охлаждающей системы, вызванным землетрясением. Премьер-министр Японии Наото Кан распорядился эвакуировать всех людей, проживающих в пределах 10-километровой зоны вокруг АЭС. В 02.39 средства массовой информации сообщили, что власти Японии объявили чрезвычайную ситуацию на еще одной АЭС – «Фукусима-2» – в связи с выходом из строя после землетрясения системы охлаждения на трех реакторах. Ранее чрезвычайная ситуация была введена на АЭС «Фукусима-1» из-за прекращения подачи электричества, необходимого для охлаждения реактора. В 08.43 стало известно, что радиоактивный цезий обнаружен возле первого блока АЭС «Фукусима-1», что означает расплавление топлива в сердцевине реактора. Из десятикилометровой зоны вокруг АЭС были эвакуированы жители. В 11.36 по данным компании Tokyo Electric Power Company на АЭС «Фукусима-1» после сильного подземного толчка раздался взрыв. После него появилось задымление, а четыре человека, принимавших участие в работах на станции, получили ранения и направлены в больницы. Взрыв произошел между оболочкой, защищающей стержни реактора, и внешней

стенной блока. Металлическая оболочка, защищающая ядерное содержимое реактора, была не повреждена. Далее сводки с места катастрофы напоминали военные. Одна за другой разрушались конструкции станции.

Большинство строительных конструкций в комплексе зданий и сооружений атомных станций выполняется из железобетона и оценка их технического состояния, жизнеспособности и остаточного ресурса, основанная на изучении и прогнозировании процесса разрушения, является важнейшим фактором в обеспечении безопасной эксплуатации атомных станций, в том числе и в критических ситуациях при развитии ситуации по самым тяжёлым и неблагоприятным сценариям и угрозе радиоактивного заражения окружающей станцию местности. Железобетонные конструкции могут выполнять разноплановые функции – несущие и ограждающие, – и воспринимать, как механические, так и температурные, влажностные и радиационные нагрузки, каждая из которых будет оказывать влияние на долговечность и остаточный ресурс эксплуатируемых конструкций.

Оценить этот ресурс – это значит твёрдо знать сроки безопасной эксплуатации, как конструкций станций, так и всего энергетического комплекса в целом; предусмотреть возможные причины и последствия образования макро и микродефектов в бетоне и в арматуре; выявить возможные траектории развития трещин или полностью исключить вероятность их возникновения. А также вовремя принять меры для локализации повреждений в конструкциях и недопущения необратимых последствий для всего сооружения в целом при аварийной ситуации на станции, а также после стабилизации обстановки на АЭС при принятии решения о её дальнейшем использовании. Потому оценка остаточного ресурса производится методами механики разрушения железобетона, учитывающими структурные изменения бетона во времени под действием внешних силовых и несиловых воздействий, при проведении предшествующих натурных и лабораторных исследований.

Метод базируется на следующих основных принципах и положениях, которые определяют долговечность и механизмы разрушения бетона:

1) бетон рассматривается как упругая квазигомогенная двухкомпонентная среда, состоящая из: а) матрицы – цементного камня со структурными элементами щебня и песка; б) пустот, капилляров и трещин;

2) все пустоты в структуре бетона могут быть рассмотрены как трещиноподобные дефекты этой структуры. Генерация трещин протекает во времени, и этот процесс можно назвать «старением бетона»;

3) пустоты в матрице представлены соподчиненной пятиуровневой системой (по форме и размерам, кратным диаметру; чем больше кратное, тем выше уровень (табл. 2);

4) процесс формирования и движения трещин рассматривается как результат внешних силовых и несиловых воздействий: в вершине каждой трещины своего уровня в каноническом объёме бетона возникают поля деформаций и напряжений, создающие схемы нормального отрыва и сдвига;

5) в качестве обобщенной константы свойства трещиностойкости бетона, его сопротивления образованию, накоплению в объёмах и формированию магистральных трещин критических величин принят параметр $K_C(t)$ как алгебраическая сумма критических значений K_C во всей системе уровней трещин-пустот, заполняющих канонический объём до критической концентрации;

6) внешние температурные, влажностные и коррозионные длительные воздействия создают поля напряжений в вершинах пустот – трещин, оценка которых учитывается параметром D с применением положений теории старения бетона: $K_{1C}(t) = K_{1C}(\tau) \cdot D$;

7) напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкции зависит от размеров и количества структурных дефектов и повреждений в бетоне и арматурной стали, интенсивности и режимов температурных, влажностных, коррозионных и силовых воздействий;

8) трещины в структуре бетона, развивающиеся по механизмам нормального отрыва и поперечного сдвига, оказывают доминирующее влияние на несущую способность сечений железобетонных конструкций. Достигая критических размеров в процессе восприятия силовых и температурных воздействий, эти трещины приводят к локальным нарушениям сплошности сечений и к разрушению элемента в целом;

9) при определении долговечности железобетонных конструкций на стадии роста трещин в механике разрушения бетона используется понятие суммарной скорости; суммарная скорость развития трещины равна арифметической сумме скоростей от действия статической и циклической нагрузок, от тепло – влажност-

ного, коррозионного и радиационного воздействий.

Долговечность рассматривается как третье предельное состояние, определяемое временным отрезком, в пределах которого в бетоне вследствие тепловых и коррозионных процессов, а также механических напряжений, суммарная характеристика структурных дефектов, накопившихся в матрице и заполнителях, достигает критической величины, а остаточные физико-механические свойства удовлетворяют условиям эксплуатации. Коэффициент интенсивности напряжений железобетона принима-

ется за основную характеристику, оценивающую накопление повреждений в материале. Этот коэффициент, являясь структурной постоянной материала, является главной характеристикой вязкости разрушения железобетона и основным параметром, лимитирующим его долговечность.

Оценка остаточного ресурса железобетонных конструкций производится по признаку исчерпания предела долговечности их во времени. Критические значения K_{IC} , K_{PC} представлены в табл. 1.

Таблица 1

Зависимость параметров вязкости разрушения от класса бетона и категории долговечности

Класс бетона по прочности B и по энергии разрушения B_g	B20 B_g-90			B30 B_g-105			B40 B_g-120		
Категория долговечности, лет	A(50)	B50 – B75	C(>75)	A(50)	B50 – B75	C(>75)	A(50)	B50 – B75	C(>75)
Коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве K_{IC} , МПа м ^{1/2}	0,6... 0,8	0,8... 0,9	0,9... 1,05	0,5... 0,7	0,7... 0,85	0,85... 0,95	0,4... 0,6	0,6... 0,8	0,8... 0,9
Коэффициент интенсивности напряжений при поперечном сдвиге K_{PC} , МПа м ^{1/2}	6,9... 9,2	9,2... 10,8	10,8... 12,2	5,8... 8,1	8,1... 9,8	9,8... 11,1	4,7... 6,8	6,8... 8,6	8,6... 11,0

Алгоритм расчета долговечности и остаточного ресурса бетона включает в себя:

1. Сведения об внешних и других силовых воздействиях (температуры, влажности, коррозии) по проектным данным и результатам технического обследования. Срок службы по проекту.

2. Данные о свойствах компонентов бетона. Вид, количество, размер зерен заполнителя. Первичная защита от коррозии.

3. Данные об активности цемента, прочности заполнителя, бетона и упругих свойствах. Трещиностойкость бетона.

4. Расчет пустотности бетона, общей, капиллярной, дифференциальной и интегральной

концентрации пустот. Классификация видов и количества пустот.

5. Операции по расчету коэффициентов интенсивности напряжений и их критических значений.

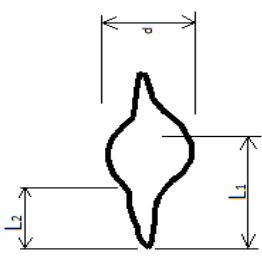
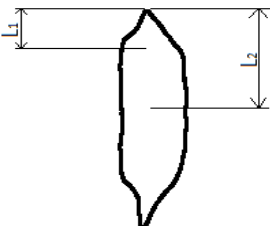
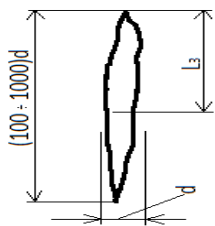
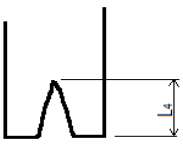
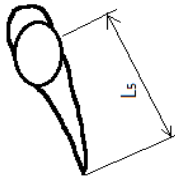
6. Операции по расчету долговечности от длительного воздействия всех внешних факторов, в том числе редакции.

7. Определение остаточного ресурса железобетонных конструкций.

Позиции 2, 3, 4 определяются по результатам морфологического анализа структуры бетонных образцов или по табл. 2 и 3.

Таблица 2

Параметры трещиностойкости различных дефектов структуры

1	2	3	4	5
				
Круглые	Эллипсовидные	Трещиноподобные	Краевые	Околозерновые: радиальные и вокруг зерна заполнителя
Замкнутые				
$K_{IC} = A_p \sqrt{\pi L \left(a + \frac{d}{L_1} \right)}$	$K_{IC} = B_p \sqrt{\pi L (a + L_2)}$	$K_{IC} = C_p \sqrt{\pi L_3}$ $K_{IIIC} = C_T \sqrt{\pi L_3}$	$K_{IC} = D_p \sqrt{\pi L_4}$ $K_{IIIC} = D_T \sqrt{\pi L_4}$	$K_{IC} = E_p \sqrt{\frac{\pi L_5}{2}}$ $K_{IIIC} = E_T \sqrt{\frac{\pi L_5}{2}}$
A	B	C	D	E
1,733	1,055	1,0122/1,0205	0,2303/0,2004	0,643/0,060
1,912	1,1003	1,0212/1,0417	0,3116/0,1997	0,651/0,061
2,067	1,2794	1,0480/1,0630	0,3992/0,1901	0,657/0,063
2,235	1,4212	1,0647/1,0890	0,4570/0,1762	0,682/0,068
2,506	1,6517	1,1010/1,1812	0,5640/0,1592	0,701/0,072
2,923	1,8432	1,1535/1,2810	0,6810/0,1446	0,793/0,081
3,084	2,002	1,4032/1,4216	0,7632/0,1410	0,854/0,087
3,512	2,176	1,5547/1,5732	0,8720/0,1337	0,892/0,092

Критерием трещиностойкости в механике разрушения является структурный параметр материала, выраженный через коэффициент интенсивности напряжений (КИН) – K . Показатели трещиностойкости бетона K_{IC} и K_{IC} релаксируют во времени, их можно определить аналитически с учетом фактора времени для бетона заданного состава. Параметры трещиностойкости бетона K_{IC} и K_{IC} начинают снижаться, достигая в пределе значения:

$$K_C^{lim} = K_C^{max} / \left((1 + 2E_b(1 - \nu^2) \cdot C \cdot (t, \tau))^{1/2} \right),$$

где $C(t; \tau)$ – мера ползучести бетона, E_b – модуль упругости, ν – коэффициент поперечной деформации.

Таблица 3

Содержание дефектов различных типов в единице объема бетона в зависимости от пористости бетона и объемного содержания заполнителя

Пористость бетона	Объемное содержание заполнителя	Тип дефекта				
		1	2	3	4	5
		Содержание дефектов в единице объема бетона, %				
0,02	0,0	40	30	25	5	0
	0,2	36	26	24	4	10
	0,4	33	23	20	4	20
0,04	0,0	30	30	30	10	0
	0,2	26	26	28	8	12
	0,4	24	24	23	5	24
0,06	0,0	30	26	26	16	0
	0,2	24	24	25	13	14
	0,4	20	20	21	11	28
0,08	0,0	29	26	26	9	0
	0,2	23	23	23	15	16
	0,4	19	15	23	14	32
0,10	0,0	28	27	25	20	0
	0,2	26	20	20	16	18
	0,4	20	18	16	10	36
0,12	0,0	27	23	25	25	0
	0,2	22	18	21	19	20
	0,4	20	14	18	8	40

Долговечность железобетонной конструкции в условиях температурных и влажностных воздействий зависит от количества структурных дефектов в бетоне и изменения физико-

механических свойств в бетоне и арматуре, от интенсивности этих воздействий.

Для конкретного состава бетона определим предельное значение критического коэффициента интенсивности напряжений по формуле:

$$K_{IC} = -0,015 + 0,001R_{ag} - 0,133Ц/В + 0,006R_c - 0,08W - 0,538K_{ag}$$

где R_{ag} – прочность заполнителя; Ц/В – цементно-водное отношение; R_c – активность цемента; W – влажность бетона; K_{ag} – количество крупного заполнителя в единице объема массы. Это максимально возможное значение коэффициента интенсивности напряжений, с течением времени оно будет уменьшаться ввиду климатических, радиационных и других видов воздействий.

Дефекты структуры бетона, как исходные, так и развивающиеся в результате силовых и не силовых воздействий разделяются на 5 основных видов (см. табл. 3).

Содержание пустот – пор и трещин видов 1, 2, 3 и 4 зависит от пористости бетона, а вида 5 – от объемного содержания зерен мелкого или крупного заполнителя.

Объемное содержание каждого вида пустот, пор и трещин зависит от пористости материала и объемного содержания заполнителя в бетоне и определяется физико-химическими исследованиями образца бетона. Если прогноз долговечности производится без изготовления кернов и опытных образцов, тогда необходимо пользоваться табл. 3, при этом точность результатов расчета будет несколько ниже.

Определив значения коэффициентов интенсивности напряжений для каждого вида пустот при температурном и влажностном воздействии в холодное K_{1W}^{tw} и теплое K_{1S}^{tw} время года и от силовой нагрузки K_1^n , находим суммарный коэффициент интенсивности напряжений:

$$K_{1W}^{tw} = \sum K_i K_{1W}^{itw},$$

$$K_{1S}^{tw} = \sum K_i K_{1S}^{itw},$$

$$K_{1N} = \sum K_{1S(w)} / 2,$$

где K_i – количество того или иного трещиноподобного дефекта в общем количестве микро и макроповреждений, определяемое по табл. 3.

Если конструкция находится в зоне действия радиоактивного излучения, то необходимо учесть влияние радиации на величину K_{1N} . Результаты экспериментальных исследований по радиационной стойкости, характеризующей способность бетона в определенных пределах сохранять свои свойства после облучения, показывают, что бетоны обладают удовлетворительными защитными свойствами.

Влияние радиации на свойства бетона может быть классифицировано следующим образом:

- влияние быстрых и тепловых нейтронов, испускаемые активной зоной реактора;
- влияние гамма-лучей, возникающих в конструкциях в результате захвата нейтронов элементами корпуса, в особенности стальными.

Эти составляющие оказывают различное воздействие на бетон. Облучение быстрыми нейтронами приводит к значительному увеличению объема бетона, вызванному увеличением объема заполнителя. Влияние тепловых нейтронов считается незначительным, за исключением воздействия на материалы, содержащие барий и литий, приводящие к дальнейшему смещению атомов из-за образования α -частиц. Гамма-лучи вызывают радиоллиз воды в цементном тесте, что приводит к некоторому изменению усадочных и деформативных свойств бетона и выделению газа, который не влияет на коррозию арматуры. Таким образом, изменение свойств бетона, в основном зависит от изменения свойств заполнителей при облучении быстрыми нейтронами, и начинает проявляться после действия интегрального потока нейтронов 10^{19} нейтрон/см².

Состав материалов, применяемых для заполнителей, определяется слагающими их породообразующими минералами. Основными породообразующими минералами для гранита являются силикаты, для известняка – карбонаты.

Радиационная стойкость применяемых материалов различна и зависит от строения кристалла. Минералы класса силикатов (гранит) после облучения интегральным потоком нейтронов 10^{19} нейтрон/см² начинают изменять свойства. Степень изменения после облучения зависит от строения кристаллов и содержания SiO₂. Изменение плотности в результате облучения минералов силикатов одинакового строения пропорционально содержанию двуокиси кремния: чем больше содержание SiO₂, тем больше изменяется плотность. По мере увеличения интегрального потока нейтронов растут радиационные деформации материалов. При интегральном потоке нейтронов $11,2 \times 10^{19}$ нейтрон/см² при температуре 100 °С радиационно-температурные деформации гранита составляют 2,65 %, а при интегральном потоке нейтронов $28,1 \times 10^{19}$ нейтрон/см² и 180 °С деформации составляет 6,42 %. После облучения интегральным потоком нейтронов $28,1 \times 10^{19}$ нейтрон/см² у гранита наступает саморазрушение. При относительно низких интегральных потоках нейтронов ($10^{18}/10^{19}$ нейтрон/см²) и аморфизации кристаллической структуры минералов теплопроводность гранита снижается и при радиационных деформациях 1, 2 и 3 % со-

ставляет соответственно 10, 15 и 20 % и может доходить до 50 % с увеличением радиационной деформации. У известняка, состав которого определяется минералами класса карбонатов, после облучения интегральными потоками нейтронов $(12...28,3) \times 10^{19}$ нейтрон/см² радиационных деформаций не обнаружено.

Цементный камень после облучения интегральными потоками нейтронов до 200×10^{19} нейтрон/см² имеет усадку до 3 %, которая превышает усадку нагретых контрольных образцов, равную 2 %. При этом не обнаруживается изменение веса, температурных деформаций, теплопроводности, прочности и деформативности облученных образцов по сравнению с нагретыми контрольными. Цементный камень имеет только отрицательные радиационные деформации.

В бетоне на гранитном заполнителе радиационные деформации будут больше, чем в бетоне на заполнителе из известняка. Раствор с расходом портландцемента 500 кг песка из 1600 кг гранита и воды (270 кг/м³) при облучении интегральным потоком нейтронов от 8 до 28×10^{19} нейтрон/см², испытанный при температурах нагрева 100...400 °С, имеет прочность на сжатие 27 МПа и радиационную деформативность при нагрузке $(0,2...0,5)R_b$ от 1,08...1,14 до 0,65...0,93. Радиационные деформации в 3...4 % сохраняют прочность на сжатие бетона с крупным заполнителем из гранита.

Потому величина K_{IN} при радиационном воздействии можно определить по формуле $K_{IN} = 0,9358K_{IC}$.

Долговечность бетона железобетонных конструкций или время, в пределах которого структурные параметры бетона принятого состава достигнут предельных значений, равно:

$$T = 2(K_{IC} - K_{IN}) / |K_{1W}^{tw} - K_{1S}^{tw}| / W \text{ (результат – в годах)},$$

где W – концентрационный критерий меры повреждения.

Долговечность с учетом длительности воздействия нагрузки определяется по формуле:

$$T = K_{IC}^{\max} \cdot (1 + 2E_b C(t; 28)) \cdot \left(1 - C^{-g(t-28)} / K_{IC}\right)^{1/2} \text{ (результат – в годах)},$$

$$\text{где } K_{IC} = K_1^n + ((K_{IC} \cdot \pi 3 / 2) - 0,63) \cdot 10^4;$$

g – численный коэффициент.

За остаточный ресурс принимается наименьший результат, полученный по двум последним формулам.

Поступила в редколлегию 25.04.2011

Принята к печати 11.05.2011.

А. Н. ПЛУГИН, Л. В. ТРИКОЗ, О. С. ГЕРАСИМЕНКО, А. А. ПЛУГИН, Д. А. ПЛУГИН, Ал. А. ПЛУГИН (УкрГАЗТ, Харьков)

РАЗВИТИЕ НЕКОТОРЫХ АСПЕКТОВ КОЛЛОИДНОЙ ХИМИИ И ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКОЙ МЕХАНИКИ ДИСПЕРСНЫХ СИСТЕМ И МАТЕРИАЛОВ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ И СКЛОНОВ

У статті розглянуті рушійні сили переміщення частинок у дисперсних системах, до яких відносяться ґрунти, у випадках, коли навантаженням є тільки власна вага масиву. Показано, що зсувні сили від ваги ґрунту і питомого зчеплення, що враховуються нормативними документами і прийняті при розрахунках стійкості укосів насипів і зсувів на схилах, набагато менші, ніж дійсні. Виконані розрахунки показали, що електрофоретичний механізм є цілком реальним поясненням сповзання верхньої частини схилу.

Ключові слова: колоїдна хімія, механіка дисперсних систем, схил, ґрунт

В статье рассмотрены движущие силы перемещения частиц в дисперсных системах, к которым относятся грунты, в случаях, когда нагрузкой является только собственный вес массива. Показано, что сдвигающие силы от веса грунта и удельного сцепления, учитываемые нормативными документами и принимаемые при расчетах устойчивости откосов насыпей и оползней на склонах, намного меньше, чем действительные. Выполненные расчеты показали, что электрофоретический механизм является вполне реальным объяснением наблюдающегося сползания верхней части откоса.

Ключевые слова: коллоидная химия, механика дисперсных систем, склон, грунт

In the article the motive force of the movement the particles in dispersed systems, which include soils, when load is just sole weight of the array was investigated. It is shown that the shearing force of the weight of the soil and the specific cohesion which taken into account in calculating the stability of slopes of embankments and landslides on the slopes, much less than real. The calculations showed that the electrophoretic mechanism is a very real explanation of the observed sliding the upper part of the slope.

Keywords: colloid chemistry, disperse system mechanics, slope, ground

Постановка проблемы

Как известно, в частности из [1], грунтовые условия по опасности возникновения нарушений местной устойчивости подразделяются на особо опасные, опасные и малоопасные. Опасные условия создают все глинистые грунты тугопластичной консистенции. Особую опасность создают все глинистые грунты мягкопластичной консистенции, преобладание в глинистой фракции монтмориллонита (вермикулита, галлаузита), суглинки, жирные и бентонитовые глины. В особо опасных грунтовых условиях возможны оползание поверхностного слоя, возникновение сплывов на плоскости ослабления и образования пластических зон в откосе (рис. 1).

Оползание поверхностного слоя (см. рис. 1, б) чаще всего наблюдается в откосах, сложенных пылеватыми водонеустойчивыми глинистыми грунтами при увлажнении их дождевыми осадками, водой снеготаяния и др. При малой толщине оползающего слоя (до 10...15 см) смещение

него происходит, как правило, при переходе грунта в текучепластичное состояние.

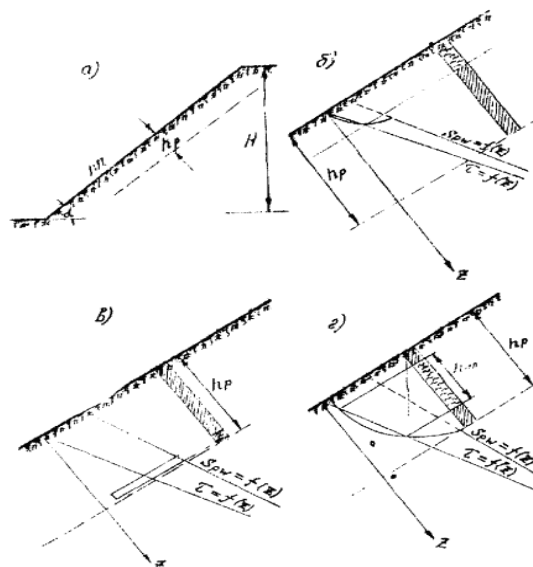


Рис. 1. Схемы к расчету местной устойчивости откоса:

а – общая расчетная схема; б – стекание поверхностного слоя; в – спływ по ослабленному прослою грунта; з – образование зоны пластического течения [1]

Образование сплывов (см. рис. 1, в) наблюдается, когда в толще откоса имеется ослабленный прослой грунта, где сопротивление сдвигу S_{pw} меньше сдвигающего усилия.

Наряду с переходом грунта из мерзлого состояния в талое, образование сплывов происходит на нижней границе зоны активного физико-химического выветривания набухающих, усадочных и неустойчивых к химическому выветриванию грунтов. В последнем случае на этой границе из-за резкого уменьшения водопроницаемости образуется местный водоупор, обуславливающий водонакопление в контактном слое.

Образование пластических зон в откосе $n_{г\bar{e}}$ (см. рис. 1, г) происходит в результате равномерного увлажнения толщи грунта n_p в зоне активного физико-химического выветривания. Физико-химическое выветривание грунтов, к которому относят выщелачивание, дезагрегацию минеральных частиц и др., обусловлено в основном действием инфильтрующихся поверхностных вод. Поэтому зона активного физико-химического выветривания назначается равной наибольшей из двух: глубине сезонного промерзания или изменения влажности. В общем случае для условий Украины эту зону можно принимать равной 1 м.

Другие схемы нарушений местной устойчивости откосов, рассматриваемые в различных литературных источниках, в принципе не противоречат приведенным в [1]. Факторами таких видов нарушений являются:

- увлажнение верхнего тонкого слоя грунта в основном дождевыми осадками и водой снеготаяния, что приводит к переходу грунта в текучепластичное состояние;
- возникновение ослабленного прослоя грунта на нижней границе набухания и усадки (в основном), что приводит к превышению сдвигающего усилия над сопротивлением сдвигу;
- равномерное увлажнение толщи грунта в результате выщелачивания и дезагрегации минеральных частиц под действием фильтрации, что, очевидно, может происходить и на большую толщу грунта.

В соответствии с этими схемами обычно рассматривают устойчивость откосов под действием собственного веса грунта и его сопротивления сдвигу. Однако опыт эксплуатации показывает, что во многих случаях, вопреки расчетам, потеря устойчивости откосов и склонов происходит даже для не относящихся к

особоопасным грунтам, например глинистым тугопластичной консистенции. Это дает основание предположить, что, кроме действия сил от собственного веса грунта и отличий свойств грунта в природных условиях по сравнению с определяемыми в лабораториях, действуют другие силы, сопоставимые с силами от веса грунта и даже превышающие их. На наш взгляд, такими силами могут быть связанные с известными в коллоидной химии и физико-химической механике дисперсных систем и материалов силы, проявляющиеся в макромасштабах.

Цель исследований. Для разработки эффективных мероприятий по предупреждению оползневых явлений необходимо исследовать движущие силы и усовершенствовать модели нарушений местной устойчивости откосов и склонов для случаев, когда сдвигающие силы обусловлены собственным весом массива, а также возможными макроэлектрокинетическими явлениями в грунтах.

1. Расчет перемещения грунта по откосу от собственного веса

Для расчета действующих сил, по аналогии со схемой на рис. 1, а, выбран элемент из насыпи, длина откоса которого равна $L = 40$ м (высота насыпи $H = 23$ м), сечение 1×1 м насыпной плотности 1600 кг/м^3 .

На откосах насыпей и выемок вес массива грунта раскладывается на две составляющие – нормальную N и касательную T , определяемые по формулам $N = mg \sin \alpha$, $T = mg \cos \alpha$. Касательная составляющая является сдвигающей силой, а нормальная – удерживающей вместе со сцеплением грунта c , Па, по плоскости скольжения, равной, $40 \times 1 \text{ м}^2$. Следовательно, сдвигающая сила за счет собственного веса определится из формулы устойчивости откосов

$$F_{\text{сдв}} = T - N \cdot \operatorname{tg} \varphi - c \cdot 40 \times 1, \quad (1)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта.

Например, для суглинка в твердой консистенции удельное сцепление грунта составляет $0,031 \text{ МПа}$ и $\varphi = 24^\circ$. Если произвести расчет устойчивости для этих данных по формуле (1), окажется, что $F_{\text{сдв}} < 0$. Знак «минус» свидетельствует о превышении удерживающих сил над сдвигающими. Следовательно, по данному примеру, собственный вес не может вызвать самопроизвольного сползания массива.

2. Уточнение влияния давления набухания монтмориллонитовой составляющей глинистых грунтов

Монтмориллонитовые глины склонны к сильному набуханию. При этом давление набухания может достичь 0,5...0,6 МПа [2], а объем увеличиться до 10 раз [3], соответственно, линейный размер – в 2,1 раза. Этому давлению соответствует слой суглинка толщиной более 25 м, вес которого будет препятствовать набуханию в нормальном направлении, однако он не будет оказывать сопротивления набуханию в латеральном (вдоль поверхности) направлении. В результате водонасыщенный суглинистый грунт на глубине 25 и более метров будет стремиться расширяться (перемещаться) в направлении склона. Вместе с ним будет стремиться перемещаться и весь верхний слой грунта на склоне.

При нахождении над деформируемым слоем такого же набухающего грунта возникнет сдвиг (оползень) всего поверхностного слоя с отрывом от поверхности склона. Если над набухающими грунтами расположен слой ненабухающего грунта, в нем возникнет напряжение растяжения, и верхний слой, соответственно, будет разрываться на отдельные глыбы.

3. Влияние потенциала течения

3.1. Увеличение сдвигающей силы, обусловленной потенциалом течения и электрофорезом глинистых частиц в поверхностном слое откоса

При протекании воды через поверхностный слой грунта на откосе насыпи в поток вовлекаются противоионы (катионы) двойного электрического слоя частиц грунта. Это приводит к выносу противоионов за пределы склона к его подножью, где скорость потока воды резко падает, и накоплению там положительного заряда. Для подтверждения этого были измерены потенциалы при помощи электродов (Э), расположенных по склону насыпи (рис.2).

Измерения показали, что знак потенциала изменяется от положительного в верхней части насыпи к отрицательному в нижней. Величина потенциала у подножья склона достигает минус 0,2 В по отношению к потенциалу грунта, расположенному у подножья (земля), рис. 3.

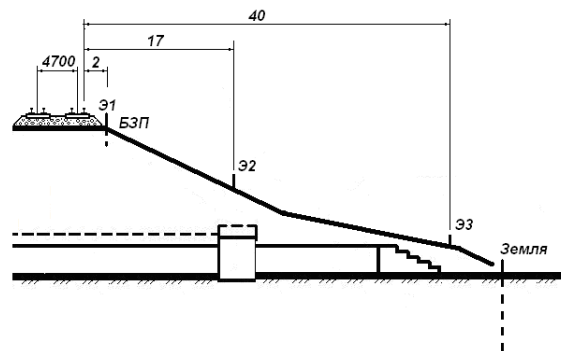


Рис. 2. Схема расположения электродов при измерении потенциалов и сопротивления грунта:

Э1 – на бровке земляного полотна (~3 м от рельса); Э2 – в начале контрбанкета (~17 м от рельса); Э3 – у подошвы насыпи (~40 м от рельса)

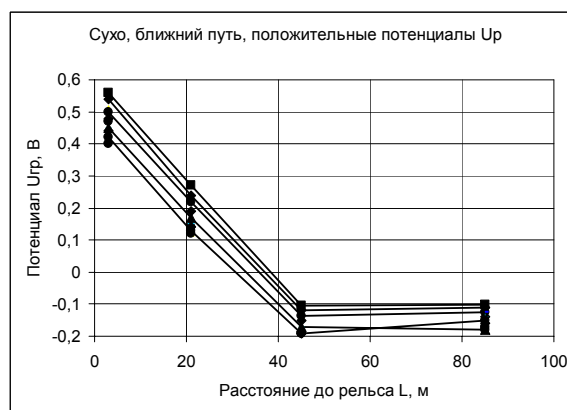


Рис. 3. Потенциалы на поверхности грунта $U_{\text{гр}}$ в зависимости от расстояния до рельса ближнего пути при различных потенциалах U_p (потенциалы возрастают от $U_p = 2,2$ В, нижняя кривая, до $U_p = 47$ В, верхняя кривая)

Такой характер изменения потенциала вдоль потока воды подтверждается лабораторными экспериментальными данными о возникновении электрического потенциала и изменении его величины при прохождении воды через грунт, в частности мелкий песок. Данные получены с помощью установки, которая состоит из заполненной мелким песком полимерной трубки с закрепленными электродами (рис. 4).

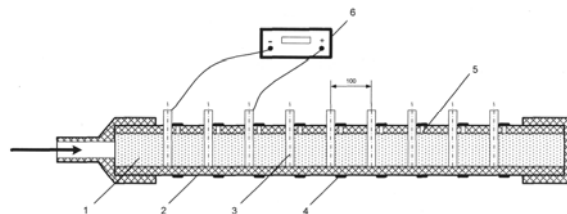


Рис. 4. Схема установки для определения потенциала течения:

1 – мелкий песок; 2 – полиэтиленовая трубка Ø 32 мм; 3 – электрод; 4 – тканевая диафрагма; 5 – отверстия в трубке; 6 – вольтметр

Трубка соединена шлангом с наполненной водой емкостью, устанавливаемой на различных высотах.

График изменения потенциала по длине трубки (аналог толщины слоя грунта) представлен на рис. 5. Потенциалы измеряли с помощью вольтметра с высоким входным сопротивлением (цифровой мультиметр Sanwa PC510, Япония). Результаты измерений свидетельствуют, что даже при небольшой толщине слоя грунта (до 1 м) величины потенциалов могут достигать 60 мВ на расстоянии 80 см при давлении воды 0,6 МПа (6 м в. с).

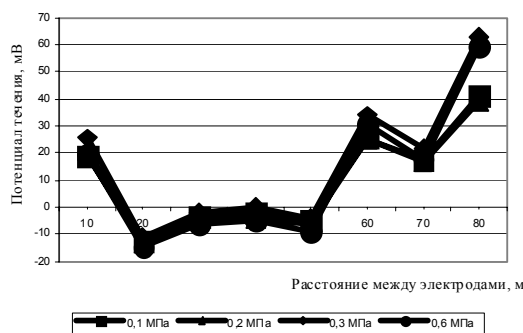


Рис. 5. Экспериментальные данные измерений потенциала течения на разных расстояниях между электродами в зависимости от величины давления

Как известно, электропроводность грунтов обусловлена проводимостью второго рода – переносом ионов в водной среде, являющейся электролитом. С учетом этого накопление зарядов на откосе насыпи (и склонах) из таких грунтов обусловлено в основном переносом противоионов в прослойках воды в межпакетном пространстве, а электрическое поле – поляризацией двойных электрических слоев пакетов [4], возникновением на них макродиполей, их суммированием и образованием за счет этого гигантского макродиполя [5], или конденсатора. Силовой характеристикой такого поля, как и обычного, является его напряженность E , определяемая по формуле

$$E = \frac{U}{L}, \quad (2)$$

где U – разность потенциалов, В; L – расстояние между электродами, м.

Возникающая разность электрических потенциалов, по существу, подобна потенциалу течения. Сила притяжения между противоположными зарядами и соответствующее электрополе тормозят поток противоионов и устанавливают этим равновесный поток воды через

грунт в откосе с постоянной скоростью. Это же электрополе с положительным потенциалом у подножья вызывает электрофорез отрицательно заряженных глинистых частиц в нижней части откоса. Сила электрофореза (сдвигающая сила) определяется выражением

$$F_{\text{сдв}} = E \cdot Q \quad (3)$$

где Q – общий заряд глинистых частиц грунта в нижней части откоса, Кл.

Заряд Q грунта в нижней части откоса может быть определен через плотность поверхностного заряда q , Кл/м², и площадь поверхности частиц глины S , м², в грунте этой части откоса по формуле

$$Q = q \cdot S \cdot \gamma_{\text{гл}}, \quad (4)$$

где $\gamma_{\text{гл}}$ – доля глины (монтмориллонита) в грунте насыпи.

Плотность поверхностного заряда определяется формулой из [6]

$$q = \frac{\epsilon \epsilon_0 \psi_{\text{эп}}^p}{d} \quad (5)$$

где $\psi_{\text{эп}}^p$ – равновесный электроповерхностный потенциал частиц глины, В; d – расстояние между слоями потенциалопределяющих ионов и слоем противоионов в двойном электрическом слое пакетов монтмориллонитовой глины в грунте, м.

Площадь S равна произведению удельной поверхности s глинистых частиц на их массу M

$$S = s \cdot M. \quad (6)$$

Удельная поверхность монтмориллонита, по данным различных источников, изменяется в пределах 300...500 м²/г [7], в среднем 400 м²/г.

Уточним величину и природу удельной поверхности монтмориллонита по величине влагоемкости и особенностям строения минерала. Согласно [8], у бентонита (монтмориллонита) величина максимальной гигроскопичности равна 39,3%, или 43,6% от максимальной молекулярной влагоемкости (у каолинита 5,8%). Следовательно, влагоемкость (кроме адсорбционной) составляет $39,3/0,436 - 39,3 = 90,3 - 39,3 \approx 50\%$.

Согласно [9], минимальное расстояние между пакетами монтмориллонита (без воды) равно 9,6 Å, а максимальное (обводненного) – 28,6 Å. Толщина максимальной водной прослойки, следовательно, составляет $\delta_{\text{в}} = 18,8$ Å. По [10],

максимальная толщина водной прослойки составляет $21,6 \text{ \AA}$ и минимальная $\delta_B = 12 \text{ \AA}$ (для обводненного бентонита). В обоих случаях общий слой противоионов исчезает, и поверхности пакетов приобретают индивидуальные слои противоионов (рис. 6).

При влагоемкости $W = 50 \%$ удельный объем воды в глине равен $v = 0,5 \text{ см}^3/\text{г} = 0,5 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3/\text{г}$.

Удельный объем можно также представить выражением

$$v = s \cdot \delta_B, \quad (7)$$

где s – удельная поверхность глины, $\text{м}^2/\text{г}$.

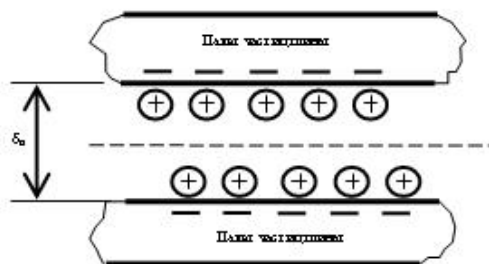


Рис. 6. Формирование водной прослойки со слоями противоионов между пакетами монтмориллонита.

Между пакетами – гидратированные ионы

Подставим значение удельного объема воды в глине в формулу (7), откуда выведем выражение для удельной поверхности монтмориллоновой глины

$$\begin{aligned} s \cdot \delta_B &= 0,5 \cdot 10^{-6}, \\ s &= \frac{0,5 \cdot 10^{-6}}{\delta_B}. \end{aligned} \quad (8)$$

Подставляя $\delta_B = 12 \text{ \AA}$, получим:

$$s = \frac{0,5 \cdot 10^{-6}}{12 \cdot 10^{-10}} = 0,042 \cdot 10^4 = 420 \left(\frac{\text{м}^2}{\text{г}} \right),$$

что соответствует указанной выше средней величине $400 \text{ м}^2/\text{г}$.

Принимаем окончательно как структурно обоснованную величину удельной поверхности монтмориллоновой глины, равную $s = 420 \text{ м}^2/\text{г}$.

Равновесный электроповерхностный потенциал монтмориллонита определим по методике, изложенной в [6, 11], и содержанию основных химических элементов, составляющих его пакеты, %: $\text{SiO}_2 - 48...56$; $\text{Al}_2\text{O}_3 - 11...22$; $\text{Fe}_2\text{O}_3 - 5$ [9]

$$\psi_{\text{SiO}_2}^0 = -\frac{-1,23 + 1,44 \cdot 2}{3} = -0,55 \text{ В},$$

$$\psi_{\text{Al}_2\text{O}_3}^0 = -\frac{-2,99 \cdot 2 + 1,44 \cdot 3}{5} = +0,312 \text{ В},$$

$$\psi_{\text{Fe}_2\text{O}_3}^0 = -\frac{-1,77 \cdot 2 + 1,44 \cdot 3}{5} = -0,156 \text{ В}.$$

Результирующий потенциал:

$$\begin{aligned} \psi_{\text{МОНТ}}^0 &= -\frac{-0,55 \cdot 0,52 + 0,312 \cdot 0,165 - 0,156 \cdot 0,05}{0,52 + 0,165 + 0,05} = \\ &= -\frac{-0,286 + 0,051 - 0,008}{0,735} = -0,33 \end{aligned}$$

Равновесный (при $\text{pH} = 7$) электроповерхностный потенциал монтмориллонита будет равен

$$\psi_{\text{МОНТ}}^P = -0,33 - 0,059 \cdot \text{pH} = -0,33 - 0,41 = -0,74$$

Для монтмориллонита потенциалопределяющими ионами являются ионы Na^+ (могут быть и Ca^{++}) [9]. Для принятого нами противоиона Na^+ расстояние между слоями потенциалопределяющих ионов и слоем противоионов в двойном электрическом слое пакетов монтмориллоновой глины составит $d = 1,53 + 1 = 2,53 \text{ \AA} = 2,53 \cdot 10^{-10} \text{ м}$.

Согласно рис. 2, длина участка у подножья с отрицательным потенциалом $\ell = 13 \text{ м}$. Измеренная разность потенциалов в нижней части склона $U = 0,2 \text{ В}$, откуда напряженность поля по формуле (2) равна

$$E = \frac{0,2}{13} \approx 0,015 \frac{\text{В}}{\text{м}}.$$

Определим остальные величины:

– плотность поверхностного заряда по формуле (5)

$$q = \frac{1 \cdot 8,85 \cdot 10^{-12} \cdot |-0,74|}{2,53 \cdot 10^{-10}} = 2,59 \cdot 10^{-2} \text{ Кл/м}^2;$$

– масса объема грунта с отрицательным потенциалом

$$M = 13 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1600 = 20800 \text{ кг} = 20,8 \text{ т};$$

– площадь поверхности частиц глины в такой массе грунта по формуле (6)

$$S = 420 \cdot 20,8 \cdot 10^6 = 8736 \cdot 10^6 = 8,74 \cdot 10^9 \text{ м}^2;$$

– суммарный заряд глинистых частиц по формуле (4)

$$Q = 2,59 \cdot 10^{-2} \cdot 8,74 \cdot 10^9 \cdot 0,3 = 6,79 \cdot 10^7 \text{ Кл};$$

– величина сдвигающей силы, обусловленная электрофорезом, по формуле (3)

$$F_{\text{сдв}} = 0,015 \cdot 6,79 \cdot 10^7 = 1,02 \cdot 10^6 \text{ Н}$$

Сдвигающая сила от веса грунта на этом участке при уклоне откоса 1:1,75

$$P_{\text{ГР}} = Mg \cdot \cos \alpha = 20800 \cdot 9,81 \cdot \cos \alpha = 0,14 \cdot 10^6 \text{ Н}$$

Как видим, сила сдвига грунта $F_{\text{сдв}}$ на участке длиной 13 м в нижней части откоса (с отрицательным зарядом и потенциалом в грунте) с учетом электрофореза значительно (в 7,3 раза) превышает традиционно принимаемую в расчетах силу сдвига от веса грунта.

3.2. Уменьшение условного сцепления глинистой составляющей грунта от потенциала течения

Согласно результатам измерений на рис. 3, в нижней части откоса накапливается избыточный отрицательный заряд и потенциал, а в верхней части откоса – положительные заряд и потенциал. В обоих случаях при этом возникают отталкивающие силы в грунте, вызывающие его разрыхление. Однако в первом случае (в зоне отрицательных потенциала и заряда) эти силы обусловлены отталкиванием между пакетами глинистых частиц монтмориллонитового грунта, а во втором случае (в зоне положительных потенциала и заряда) – отталкиванием между противоионами двойных электрических слоев этих пакетов. В обоих случаях уменьшаются вязкость и удельное сцепление глинистой составляющей грунта, т.е. силы, препятствующей смещению откоса. Обе составляющие проявляются, естественно, при водонасыщении грунта.

Это аналогично эффекту пластифицирования цементно-водной смеси добавкой суперпластификатора типа С-3, которая приводит к перезарядке положительно заряженных участков на поверхности цементных частиц и установлению на всей их поверхности одного знака заряда – отрицательного.

Расчет сил отталкивания между пакетами монтмориллонитовой глины в нижней части откоса. В связи с плоской формой и незначительным расстоянием между пакетами водонасыщенной монтмориллонитовой глины ($\delta_{\text{ГР}} = 12 \text{ \AA} = 12 \cdot 10^{-10} \text{ м}$) давление отталкивания следует считать по формулам плоского конденсатора [12]

$$P_{\text{ОТТ.П}} = \frac{U \cdot q}{\delta_{\text{ГР}}} \quad (9)$$

Плотность избыточного поверхностного заряда определим по формуле (5):

$$q = \frac{1 \cdot 8,85 \cdot 10^{-12} \cdot |-0,2/2|}{2,53 \cdot 10^{-10}} = 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ Кл/м}^2$$

Подставляя среднюю величину потенциала на участке с отрицательным потенциалом $U = 0,2/2 = 0,1 \text{ В}$, q и $\delta_{\text{ГР}}$ в формулу (9), получим

$$P_{\text{ОТТ.П}} = \frac{0,1 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3}}{12 \cdot 10^{-10}} = 0,21 \cdot 10^6 = 0,21 \text{ МПа}$$

$> 0,031 \text{ МПа}$.

Это значительно превышает величину удельного сцепления (0,031 МПа) глинистого грунта и обуславливает его разжижение.

Расчет силы отталкивания между противоионами двойного электрического слоя монтмориллонитовой глины в верхней части откоса. Положительный потенциал грунта в верхней части откоса (0,4 В, см. рис. 3) обусловлен накоплением избыточного положительного заряда (противоионов) в двойном электрическом слое пакетов водонасыщенной монтмориллонитовой глины. При близком расположении пакетов друг к другу можно считать, что противоионы распределены между пакетами равномерно. Это позволяет рассчитать силы отталкивания между противоионами по формуле плоского конденсатора с одноименно заряженными пластинами и расстоянием между ними, равным половине расстояния между пакетами: $\delta_{\text{ПРИ}} = 12/2 = 6 \text{ \AA} = 6 \cdot 10^{-10} \text{ м}$.

Остальные характеристики:

$$q = \frac{1 \cdot 8,85 \cdot 10^{-12} \cdot |-0,4/2|}{2,53 \cdot 10^{-10}} = 7 \cdot 10^{-3} \text{ Кл/м}^2$$

$$P_{\text{ОТТ.П}} = \frac{0,4 \cdot 7 \cdot 10^{-3}}{6 \cdot 10^{-10}} = 0,47 \cdot 10^7 = 4,7 \text{ МПа}$$

$>> 0,031 \text{ МПа}$.

Еще большее разжижение грунта вызывает прохождение поездов с электротягой, при котором максимальный потенциал в грунте верхней части откоса увеличивается до 0,56 В согласно рис. 3.

Накопление зарядов в верхней и нижней частях откоса обусловлено течением воды через верхние слои грунта и определяется коэффициентом фильтрации суглинки. Его величина

равна около 0,01 м/сут. В связи с этим процесс повреждения откоса (его сползания) является кинетическим, протекающим во времени. При длине пути фильтрации 40 м время установления потенциала течения и различных зарядов по длине откоса равно

$$t = \frac{40}{0,01} = 4000 \text{ сут} = 10,9 \text{ лет.}$$

Вместе с тем значительное превышение давления отталкивания между пакетами над удельным сцеплением приведет к дополнительному увеличению расстояния между пакетами, дополнительному (сверх обычной влагоемкости глины) поглощению воды между ними, переходу грунта в текучее состояние и внезапному обрушению откоса насыпи или даже всей насыпи.

Таким образом показано, что сдвигающие силы от веса грунта и удельного сцепления, учитываемые нормативными документами (13, 14, 15 и др.) и принимаемые при расчетах устойчивости откосов насыпей и оползней на склонах, намного меньше, чем действительные. Для грунтов с монтмориллонитовой глиной возникают дополнительные электрофоретическая составляющая, а также составляющая отталкивания между пакетами монтмориллонитовой глины и противоионов двойного электрического слоя в прослойках воды между ними, которые могут намного превышать сдвигающую силу от веса грунта и удельного сцепления. Это вызывает необходимость учитывать их, после соответствующих дополнительных исследований, при расчетах устойчивости откосов и склонов, а также разработки новых материалов для отсыпки насыпей и усиления эксплуатируемых насыпей и склонов на основе развиваемых нами принципов физико-химической механики дисперсных систем и материалов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Методические указания по оценке местной устойчивости откосов и выбору способов их укрепления в различных природных условиях [Текст] / М.: Всесоюзный научно-исследовательский институт транспортного строительства, 1970. – 34 с.
2. Ларионов, А. К. Занимательное грунтоведение [Текст] / А. К. Ларионов // М.: Недра, 1984. – 280 с.
3. Антошкина, Е. Г. Противопригарные покрытия на основе отходов абразивного и металлургического производств для изготовления стальных и чугуновых оливок [Текст]: дисс. ... канд. техн. наук : спец. 05.16.04 / Антошкина Елизавета Григорьевна. – Челябинск, 2008. – 20 с.
4. Фридрихсберг, Д. А. Курс коллоидной химии [Текст]: учеб. для вузов / Д. А. Фридрихсберг – [2-е изд., перераб. и доп.]. – Л.: Химия, 1984. – 368 с.
5. Духин, С. С. Диэлектрические явления и двойной слой в дисперсных системах и полиэлектролитах [Текст] / С. С. Духин, В. Н. Шилов – К.: Наукова думка, 1972. – 20 с.
6. Плугин, А. Н. Коллоидно-химические аспекты прочности и водостойкости различных вяжущих и композиционных материалов [Текст] / А. Н. Плуги, А. А. Плугин // Modern Building Materials, Structures and Techniques: Proc. of 4th Intern. Conf. – Vilnius, 1995. – V.1. – P.206-211.
7. Новый справочник химика и технолога. Сырье и продукты промышленности органических и неорганических веществ [Электронный ресурс] / Режим доступа: <http://chemanalytica.com/spravochniki/5-syre-i-produkty-promyshlennosti-organicheskikh>.
8. Корреляция между гигроскопичностью, максимальной гигроскопичностью и максимальной молекулярной влагоемкостью грунтов [Электронный ресурс] / Режим доступа: http://arsenal-hotel.com/gruntovedenie/korrelyatsiya_svoystv/korrelyatsiya.
9. Розенгарт, М. И., Вьюнова Г. М., Исагулянц Г. В. Слоистые силикаты как катализаторы [Текст] / М. И. Розенгарт, Г. М. Вьюнова, Г. В. Исагулянц – Успехи химии. 1988. – Т. LVII. – Вып. 2. – С.203-223.
10. Строение и состав глин [Электронный ресурс] / Режим доступа: <http://www.loam.narod.ru/glin>.
11. О механизме возникновения электроповерхностного потенциала различных веществ в водных растворах [Текст] / Арк. Н. Плугин, Н. В. Вдовенко, А. И. Бирюков, Ф. Д. Овчаренко // ДАН СССР. Физическая химия. – 1988. – Т. 298. – № 3. – С. 656- 661.
12. Губкин, А. Н. Физика диэлектриков / А. Н. Губкин – М.: Высшая школа, 1971. – 272 с.
13. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування [Текст]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
14. ДБН В.2.3-19-2008 Споруди транспорту. Залізничні колії 1520 мм. [Текст] – К.: Мін-во будівництва, архітектури та житл.-комун. госп-ва України, 2008. – 149 с.
15. ДБН В.1.1-3-97 Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення [Текст]. – К.: Держбуд України, 1998. – 45 с.

Поступила в редколлегию 29.04.2011.

Принята к печати 15.05.2011.

І. М. ПОГРЕЛЮК, О. В. ТКАЧУК, О. В. САМБОРСЬКИЙ (Фізико-механічний інститут ім. Г. В. Карпенка НАН України), З. О. СІРИК (Львівська філія ДІТу)

МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТИТАНОВИХ СПЛАВІВ З ПОВЕРХНЕВИМИ ЗМІЦНЕНИМИ ШАРАМИ

Вивчено вплив оксинітрування та борування на механічні характеристики (тимчасовий опір руйнуванню за однобісного розтягу, пластичність, схильність до сповільненого руйнування, опір втомі при згині з обертанням, втомну довговічність при малоциклового чистому згині) титанових сплавів.

Ключові слова: оксинітрування, борування, механічні характеристики, титановий сплав, опір втомі

Изучено влияние оксинитрирования и борирования на механические свойства (временное сопротивление разрушению при одноосном растяжении, пластичность, склонность к замедленному разрушению, сопротивление усталости при изгибе с вращением, усталостную долговечность при малоциклового чистом изгибе) титановых сплавов.

Ключевые слова: оксинитрирование, борирование, механические свойства, титановый сплав, сопротивление усталости

Influence of oxinitriding and boriding on the mechanical properties (ultimate strength to destruction at uniaxial tension, plasticity, tendency to delayed destruction, fatigue resistance at bending with rotation, fatigue life at low-cycle pure bending) of titanium alloys is studied.

Keywords: oxinitriding, boriding, mechanical properties, titanium alloys, fatigue resistance

Вступ

Руйнування деталі в процесі експлуатації, як правило, починається з поверхневого шару. Це пояснюється тим, що поверхневі шари знаходяться в найбільш напруженому стані, є межами поділу фаз і піддаються впливу навколишнього середовища [1, 2].

При хіміко-термічній обробці в поверхневих шарах виробів з титанових сплавів внаслідок розчинення і дифузії елементів втілення (кисню, азоту, вуглецю, бору) спотворюється кристалічна ґратка металу, змінюються її періоди і вноситься істотний, а іноді й вирішальний вплив на кристалографію ковзання і механізми пластичної деформації [3].

Мета даної роботи – оцінити вплив термо-дифузійного оксинітрування та борування на механічні властивості титанових сплавів.

Методика досліджень

Досліджували зразки титанових сплавів ВТ1-0 (технічно чистий титан), ПТ-7М, ВТ20, ВТ6с і ВТ14. Після виготовлення зразки відпалювали у вакуумі (режим вакуумного відпалу: $T = 800$ °С, $\tau = 2$ год, $P = 0,05$ МПа, $I = 0,1$ МПа $\times$ дм³ $\times$ с⁻¹) для формування вихідного структурно-фазового стану (зняття напружень, видалення водню, гомогенізація та стабілізація структури), а далі піддавали хіміко-термічній обробці (ХТО) – оксидуванню, азотуванню, оксинітруванню та боруванню [4].

Механічні випробування проводили на зразках, представлених на рис. 1.

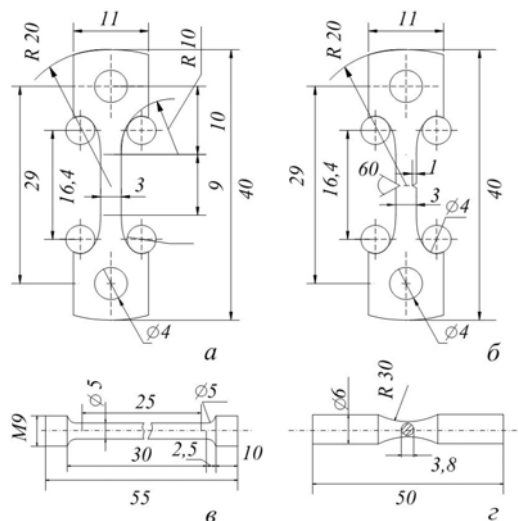


Рис. 1. Зразки для механічних випробувань: а – на малоциклового чистий згин; б – на сповільнене руйнування; в – на короткотривалу міцність; з – на згин з крученням

Зразки (див. рис. 1, а, б) виготовляли методом штампування. Технологічний припуск, який після штампування становить 1 мм на сторону, видаляли шліфуванням. Робочу частину зразків доводили до регламентованих розмірів та якості поверхні в твердосплавних шаблонах шліфувальним папером М40...50 за ГОСТ 5009-82. Зразки з V-подібним концентратором (див. рис. 1, в) використовували для ви-

значення впливу ХТО на схильність титанових сплавів до сповільненого руйнування.

Випробування на тимчасовий опір руйнуванню при одноосовому розтягуванні проводили на розривній машині Р-0,5. Швидкість розтягу – швидкість рухомого захвату становила 4,8 мм/хв. Діаграму розтягування будували в координатах «навантаження – видовження». Визначали величини σ_B і δ за стандартною методикою.

Втомні дослідження за схемою згин з обер-танням проводили з частотою навантаження 46 Гц. Базу для визначення межі втоми – $1,5 \times 10^7$ циклів. Використовували циліндричні зразки за стандартом DIN 50113 (див. рис. 1, з).

Випробування на малоциклову втому проводили за схемою малоциклового чистого згину в режимі жорсткого навантаження із заданою амплітудою деформації і частотою навантаження $\nu = 0,5$ Гц. Результати випробувань представляли в координатах «максимальна амплітуда деформації ε_a – логарифм кількості циклів до руйнування».

Результати випробувань обробляли методами математичної статистики.

Результати та їх обговорення

Оксидірування. Формування нітридного та оксинітридного покриттів на зразках технічно чистого титану ВТ1-0 здійснювали за наступними режимами: оксинітрування – нагрів до 950 °С у вакуумі, напуск азоту (1 Па), 10 год., видалення азоту, напуск кисневмісного середовища ($p_{O_2} = 0,1$ Па), охолодження у цьому середовищі до 500 °С, вакуумування і подальше охолодження; азотування – нагрів до 950 °С у вакуумі, напуск азоту (10^5 Па), 10 год., охолодження в азоті. Для виключення впливу термічної обробки проводили вакуумний відпал за аналогічних температурно-часових параметрів (950 °С, 10 год., вакуум 10^{-3} Па).

Оксинітрування дещо знеміцнює титан. Відзначимо, що істотної різниці у показниках після азотування та оксинітрування не спостерігається (табл. 1). Приріст міцності в результаті азотування супроводжується суттєвим зниженням пластичності титану (див. табл. 1). В той же час оксинітрування максимально зберігає пластичність титану.

Формування нітридного, оксидного та оксинітридного покриттів із ідентичними параметрами структурних складових (поверхнева плівка завтовшки 1...3 мкм і дифузійний шар завтовшки 40...60 мкм) на зразках титанового

сплаву ВТ14 здійснювали за наступними режимами: оксинітрування – нагрів до 850 °С у вакуумі, напуск азоту (10^5 Па), 3 год., видалення азоту, напуск кисневмісного середовища ($p_{O_2} = 0,01$ Па), охолодження у цьому середовищі до 500 °С, вакуумування і подальше охолодження; оксидування – 800 °С, 4 год., 700 °С, 1,5 год., 0,01 Па; азотування – нагрів до 830 °С у вакуумі, напуск азоту (1 Па), 5 год.

Таблиця 1

Тимчасовий опір руйнуванню та відносне видовження зразків технічно чистого титану ВТ1-0 та титанового сплаву ВТ14 після обробок

Обробка	ВТ1-0		ВТ14	
	σ_B , МПа	δ , %	σ_B , МПа	δ , %
Вихідний стан	486	28,2	1003	19,6
Вакуумний відпал	490	14,7	–	–
Оксинітрування	478	26,5	945	19,6
Азотування	540	12,3	950	18,8
Оксидування	–	–	980	17

Отримані результати однозначно свідчать, що дифузійні покриття, що формуються під час ХТО, призводять до загального знеміцнення зразків сплаву ВТ14 (див. табл. 1). Проте ці зміни не є надто суттєві: втрата міцності складає всього лише 20...60 МПа. В той же час оксинітрування зберігає пластичні характеристики титанового сплаву ВТ14 (див. табл. 1). У свою чергу, оксидування та азотування знижують ці значення, і суттєвіші втрати спостерігаються після оксидування.

Порівнювали вплив азотування та оксинітрування на механічні характеристики титанових сплавів різних структурних класів (α -сплаву ПТ-7М, псевдо- α -сплаву ВТ20 та $(\alpha + \beta)$ -сплаву ВТ6с). Оксинітрування проводили наступним чином. Нагрівали до $T_A = 850$ °С у вакуумі 10 МПа, після чого насичували протягом $\tau_A = 5$ год. в молекулярному азоті $p_{N_2} = 10^5$ Па. Охолоджували до 500 °С в розрідженому кисневмісному середовищі ($p_{O_2} = 0,001$ Па), далі камеру вакуумували. Азотування здійснювали за аналогічних оксинітруванню температурно-часових та газодинамічних параметрів.

Величина тимчасового опору руйнуванню сплавів ПТ-7М і ВТ6с після оксинітрування знижується в порівнянні з азотуванням на

50...60 МПа (табл. 2). Водночас міцність титанового сплаву BT20 після оксиднування зростає на 10 МПа відносно азотування.

Оксиднування ефективніше зберігає титановим сплавам пластичність, ніж азотування. Так, пластичність сплавів BT20 і ПТ-7М після оксиднування на 0,9...1,3 % більша, причому зі збільшенням вмісту α -фази у сплаві цей ефект суттєвіший.

Таблиця 2

Міцнісні характеристики титанових сплавів після азотування та оксиднування

Характеристики*	ХТО	ПТ-7М	BT20	BT6c
σ_B , МПа	Азотування/ Оксиднування	606/ 547	859/ 869	898/ 843
δ , %		21,2/ 22,5	9,0/ 9,9	10,7/ 10,6

* дослідження проводили на мікрорізках (див. рис. 1, а)

При випробуванні титанових сплавів з оксиднідними покриттями на втомну довговічність за малоциклового чистого згину було показано, що у досліджуваному діапазоні величини деформації число циклів до руйнування збільшується в напрямку ПТ-7М→BT20→BT6c (рис. 2). Це добре узгоджується із зменшенням вмісту α -фази у сплаві.

Для азотованого сплаву ПТ-7М в діапазоні величини деформації 0,6...1 % число циклів до руйнування більше, ніж для оксиднованого сплаву (див. рис. 2, а). В діапазоні 1...1,3 %, навпаки, менше. Оксиднований сплав BT20 у всьому досліджуваному діапазоні величини деформації характеризується вищим рівнем опору малоциклової втомі, ніж азотований (див. рис. 2, б). Число циклів до руйнування в діапазоні величини деформації від 0,75 до 1,22 % оксиднованого сплаву BT6c більше, ніж азотованого. Зі збільшенням рівня деформації до 1,3 % більшу стійкість до дії малоциклової втоми забезпечує азотування (див. рис. 2 в).

Таким чином, оксиднідні покриття забезпечують титановим сплавам вищу втомну довговічність в ширшому діапазоні навантажень, ніж нітрідні.

На рис. 3 та у табл. 3 наведені результати випробувань зразків сплаву BT14 з V-подібним концентратором, після оксиднування, оксидування та азотування, на сповільнене руйнування під статичним навантаженням

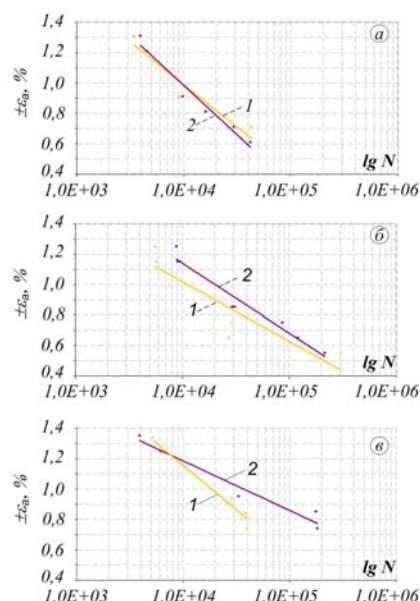


Рис. 2. Втомна довговічність титанових сплавів після азотування (1) і оксиднування (2): а – ПТ-7М; б – BT20; в – BT6c.

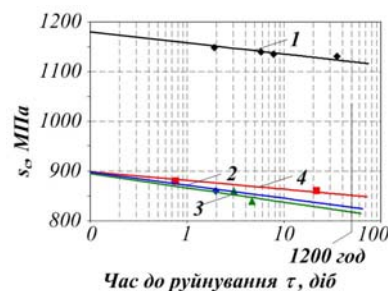


Рис. 3. Криві сповільненого руйнування під статичним навантаженням титанового сплаву BT14 у вихідному стані (1) та після оксидування (2), азотування (3), оксиднування (4).

Таблиця 3

Руйнівні напруження (σ_c) за умов сповільненого руйнування під статичним навантаженням та границя втоми (σ_a) за умов обертового згину титанового сплаву BT14 після ХТО

Хіміко-термічна обробка	σ_c , МПа	σ_a , МПа
Вихідний стан	1120	470
Оксидування	825	380
Азотування	815	435
Оксиднування	850	415

За усіх режимів ХТО руйнівні напруження зменшуються лінійно зі збільшенням логарифму часу до руйнування (див. рис. 3). Усі види ХТО призводять до суттєвого зниження величини напруження руйнування σ_c , визначеного на базі 1200 год. витримки під статичним нава-

нтаженням, порівняно з вихідним, відпаленим станом ($\sigma_c = 1125$ МПа).

Проте серед способів ХТО найсуттєвіше напруження руйнування зменшується (на 295 МПа) після оксидування – до 825 МПа (див. табл. 3). Це можна пояснити суттєвим окрихнення поверхневого шару титану внаслідок газонасичення та формування крихкої оксидної плівки [1]. Найменше напруження руйнування сплаву ВТ14 зменшується після оксинітрування (на 270 МПа).

Вплив різних способів ХТО на здатність титанового сплаву ВТ14 чинити опір руйнуванню оцінювали за результатами випробувань на циклічну витривалість за умов обертового згину. У табл. 3 та на рис. 4 наведені результати випробувань зразків титанового сплаву ВТ14 після оксинітрування, оксидування та азотування.

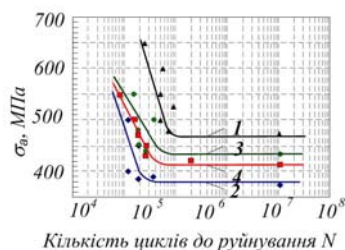


Рис. 4. Криві втоми (обертовий згин) титанового сплаву ВТ14 у вихідному стані (1) та після оксидування (2), азотування (3), оксинітрування (4).

Усі способи ХТО знижують границю втоми за умов обертового згину порівняно із вихідним, відпаленим станом. Найнижчі значення границі втоми за умов обертового згину сплав ВТ14 має після оксидування - $\sigma_a = 380$ МПа, а найвищі – після азотування - $\sigma_a = 435$ МПа. Границя втоми сплаву після оксинітрування нижча від границі втоми після азотування на 20 МПа, що не надто суттєво.

Отже, вплив оксинітрування на характеристики міцності, пластичності, втомної довговічності менш істотний, ніж оксидування та азотування. Покращення комплексу механічних характеристик відносно азотування можна пов'язувати з послабленням поля внутрішніх напружень у сформованих покриттях (рис. 5), яке оцінено рентгенографічним методом.

Борування. Для оцінки впливу термодифузійного насичення з боровмісного середовища на механічні характеристики проводили випробування зразків технічно чистого титану ВТ1-0 після неконтактного насичення з різних активних боровмісних середовищ (аморфний бор, вакуум 1 Па; карбід бору, вакуум 1 Па). Насичували за температури 850, 900 і 950 °С впро-

довж 8...12 год. Визначали міцність, пластичність і втомну довговічність.

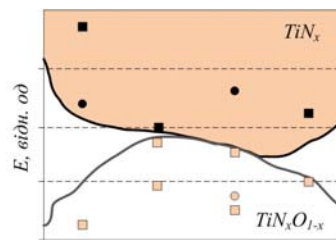


Рис. 5. Рівень мікронапружень у сформованих на титанових сплавах нітридних та оксинітридних покриттях

З підвищенням температури з 850 до 900 °С при насиченні впродовж 12 год. з аморфного бору у вакуумі 1 Па міцність титану ВТ1-0 зростає з 450 до 460 МПа (рис. 6). Обробка при 950 °С впродовж 8 год. у даному середовищі забезпечує границю міцності сплаву на рівні 540 МПа. Порівняно з азотуванням (відповідно 500, 620 і 550 МПа відповідно) за аналогічних температурно-часових параметрів рівень міцності, що забезпечується обробкою в боровмісному середовищі, є дещо нижчим. Правда, при цьому вищими є характеристики пластичності. Так, при обробці 850 °С, 12 год. відносно видоуження титану ВТ1-0 після насичення з аморфного бору складає 14,4 %, тоді як після азотування – 10,5 %.

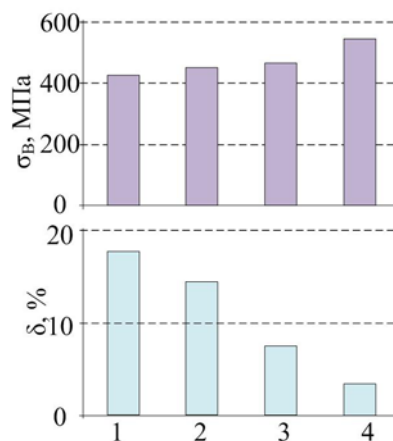


Рис. 6. Міцність і пластичність титану ВТ1-0 після неконтактного насичення з аморфного бору у вакуумі 1 Па:
1 – 850 °С, 6 год.; 2 – 850 °С, 12 год.;
3 – 900 °С, 12 год.; 4 – 950 °С, 8 год.

Рівень міцності титану ВТ1-0, що забезпечується ізотермічним насиченням з карбіду бору у вакуумі 1 Па, порівняно з насиченням з аморфного бору за ідентичних температурно-часових параметрів є дещо вищим (рис. 6, 7). З підвищенням температури з 850 до 900 °С при насиченні впродовж 12 год. міцність титану

зростає з 480 до 520 МПа. Обробка при 950 °С впродовж 8 год. забезпечує границю міцності сплаву на рівні 590 МПа.

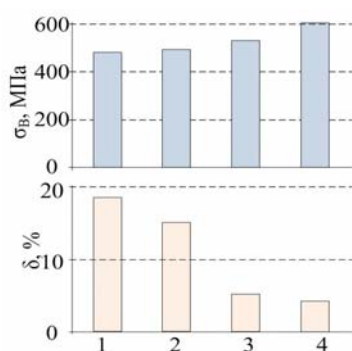


Рис. 7. Міцність і пластичність титану VT1-0 після неконтактного насичення з карбіду бору у вакуумі 1 Па:
1 – 850 °С, 6 год.; 2 – 850 °С, 12 год.;
3 – 900 °С, 12 год.; 4 – 950 °С, 8 год.

Порівняно з азотуванням за аналогічних температурно-часових параметрів рівень міцності сплаву VT1-0, як і після насичення з аморфного бору, є дещо нижчим. При цьому характеристики пластичності вищі лише після насичення за температури 850 °С (14,8 % проти 10,5 %). Після насичення за вищих температур відносно видовження після борування з карбіду бору вже поступається азотуванню (див. рис. 7).

Після насичення з аморфного бору у вакуумі за температури 850 °С впродовж 12 год. рівень втомних характеристик сплаву VT1-0 практично не відрізняється від отримуваних після азотування за однакових температурно-часових параметрів (рис. 8). Деяке відхилення в бік покращення відносно азотування спостерігається при деформаціях, менших 0,7 %.

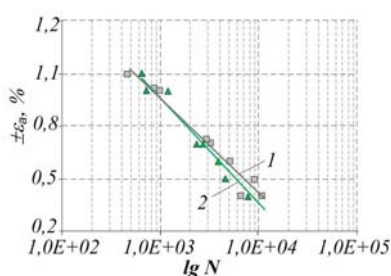


Рис. 8. Число циклів до руйнування при різних рівнях деформації сплаву VT1-0 після неконтактного насичення з аморфного бору у вакуумі (1) і після азотування (2) (850 °С, 12 год.)

Підвищення температури насичення до 900 °С за ідентичної експозиції змінює втомні характеристики сплаву не суттєво (рис. 9). При деформації, вищій 0,7 %, спостерігається деяке зменшення втомної довговічності, вищій 0,7 % – збільшення числа циклів до руйнування.

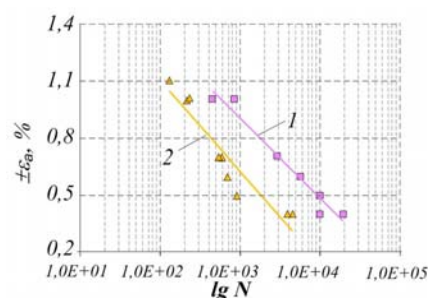


Рис. 9. Число циклів до руйнування при різних рівнях деформації сплаву VT1-0 після неконтактного насичення з аморфного бору у вакуумі (1) і після азотування (2) (900 °С, 12 год.)

Загалом, за вказаних параметрів оброблення, формування азотованого шару знижує втомні властивості титану VT1-0 на 10 % більше, ніж борованого.

Підвищення температури насичення до 950 °С при 8-годинній експозиції, коли на поверхні сплаву формується плівка дибориду титану, суттєво знижуються втомні характеристики сплаву VT1-0. Число циклів до руйнування відносно насичення при 850 і 900 °С впродовж 12 год. за деформації 0,7 % зменшується на 97 %. При цьому рівень втомної довговічності борованого сплаву за таких температурно-часових параметрів насичення мало поступається азотованому (рис. 10).

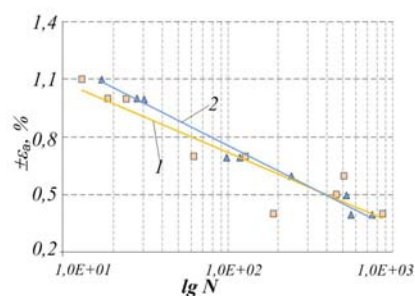


Рис. 10. Число циклів до руйнування при різних рівнях деформації сплаву VT1-0 після неконтактного насичення з аморфного бору у вакуумі (1) і після азотування (2) (950 °С, 8 год.)

Що стосується порівняння втомних характеристик титану після оброблення за температури 900 °С впродовж 12 год., то число циклів до руйнування борованих зразків на 81 % більше, ніж азотованих (див. рис. 9).

Використання в якості активного середовища карбіду бору за насичення при температурі 850 °С, 12 год. зменшує втомну довговічність технічно чистого титану VT1-0 порівняно з насиченням з аморфного бору (рис. 11): при деформації 0,7 % на 68 %. Після насичення за температури 900 °С це зниження ще суттєвіше (на 85 %) (рис. 12).

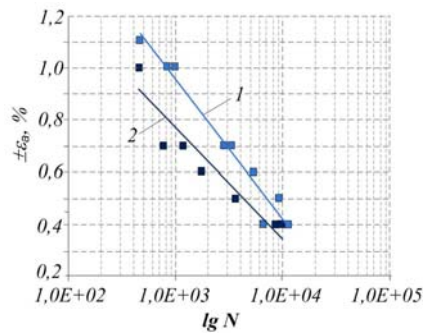


Рис. 11. Число циклів до руйнування при різних рівнях деформації сплаву ВТ1-0 після неконтактного насичення з аморфного бору у вакуумі (1) і з карбіду бору у вакуумі (2) (850 °С, 12 год.).

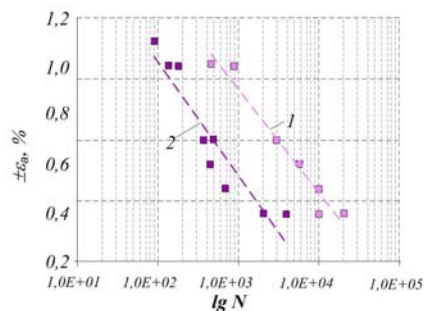


Рис. 12. Число циклів до руйнування при різних рівнях деформації сплаву ВТ1-0 після неконтактного насичення з аморфного бору у вакуумі (1) і з карбіду бору у вакуумі (2) (900 °С, 12 год.).

Подальше підвищення температури ізотермічної витримки при боруванні вносить зміни у зазначені закономірності. Зокрема, після оброблення за температури 950 °С впродовж 8 год. число циклів до руйнування зразків технічно чистого титану ВТ1-0 після насичення з карбіду бору на 80 % більше, ніж після насичення з аморфного бору (рис. 13).

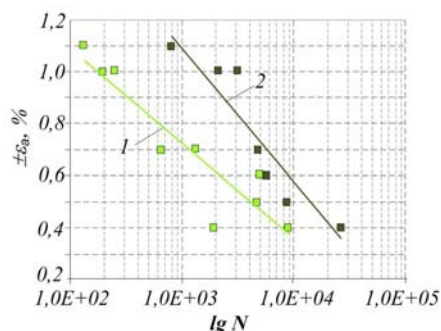


Рис. 13. Число циклів до руйнування при різних рівнях деформації сплаву ВТ1-0 після неконтактного насичення з аморфного бору у вакуумі (1) і з карбіду бору у вакуумі (2) (950 °С, 8 год.).

Висновки

Встановлено, що після оксинітридування краще зберігають міцнісні та втомні характеристики титанових сплавів, ніж після оксидування та азотування. Так, пластичність титанових сплавів з оксинітридними покриттями на 1,8...14,2 % більша, ніж з оксидними та нітридними із ідентичними параметрами структурних складових. Покращення комплексу механічних характеристик титанових сплавів з оксинітридними покриттями порівняно з нітридними пов'язано з послабленням поля внутрішніх напружень у цих покриттях відносно нітридних.

Термодифузійне неконтактне насичення з аморфного бору у вакуумі з формуванням поверхневої плівки монобориду титану і перехідного дифузійного шару забезпечує вищий рівень втомних характеристик титановим сплавам порівняно з азотуванням.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Колачев, Б. А., Физические основы разрушения титана [Текст] / Б. А. Колачев, А. В. Мальков. – М.: Металлургия, 1983. – 160 с.
2. Чечулин, Б. Б. Циклическая и коррозионная прочность титановых сплавов [Текст] / Б. Б. Чечулин, Ю. Д. Хесин. – М.: Металлургия, 1987. – 208 с.
3. Цвиккер и его сплавы [Текст] / У. Цвиккер. - М.: Металлургия, 1979. – 512 с.
4. Погрелюк, І. М., Проблеми інженерії поверхні титанових сплавів [Текст]: фізико-механічний інститут (до 60-річчя з часу заснування) / під ред. В. В. Панасюка – Львів: СПОЛОМ, 2011. – 121 – 138.

Надійшла до редколегії 16.05.2011.

Прийнята до друку 30.05.2011.

ОСОБЕННОСТИ ПОСТРОЕНИЯ ОБЪЕМНЫХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ РАСЧЕТА КONTИНУАЛЬНЫХ МОДЕЛЕЙ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В роботі розглянуті теоретичні основи розробки об'ємних скінчених елементів, які можуть бути використані для розрахунку континуальних моделей мостових конструкцій.

Ключові слова: метод скінчених елементів, континуальна система, міст, балка, стержень

В работе рассмотрены теоретические основы разработки объемных конечных элементов, которые могут быть использованы при расчете континуальных моделей мостовых конструкций.

Ключевые слова: метод конечных элементов, континуальная система, мост, балка, стержень

In the article are represents theoretical basis of design volume finite elements which can be used at calculation continuous models of bridge systems.

Keywords: finite element method, continuous system, bridge, beam, bar

Развитие численных методов анализа мостовых конструкций занимает важное место среди общих задач современного мостостроения. Несмотря на стабильное увеличение объемов инженерного программного обеспечения, в отдельных областях проектирования строительных конструкций, в частности, транспортных сооружений, по-прежнему остаются востребованными программные комплексы для проведения статических и динамических расчетов. Один из таких комплексов представлен в работе [1].

В программном комплексе Belinda динамический анализ мостовой конструкции осуществляется с применением методов прямого интегрирования (так называемый расчет во временной области [2]). Дифференциальные уравнения движения узлов конструкции представлены в форме Ньютона-Эйлера, которые впоследствии интегрируются численным методом по схеме Рунге-Кутты. Для определения параметров напряженно-деформированного состояния в элементах мостовой конструкции на каждом шаге интегрирования выполняется статический расчет методом конечных элементов. Алгоритмы построения разрешающих уравнений для пролетных строений железнодорожных мостов с применением стержневых и балочных конечных элементов опубликованы ранее [3, 4]. Целью настоящей статьи является расширение библиотеки конечных элементов программного комплекса Belinda для статического расчета пространственных континуальных систем.

В основе объектно-ориентированного программирования лежит понятие наследования

структур данных [5]. Эта концепция позволяет установить некоторый базовый класс данных с обозначенными, но неопределенными (виртуальными) свойствами и функциями, который в общей топологии классов обычно называют «предком». В каждом новом классе данных, наследованном от «предка», имеется возможность реализовать функционал виртуальных свойств, а также расширить его новыми функциями. Каждый наследованный класс («потомок») способен стать «предком» для своей подсистемы, и все новые классы данных, наследованные от него, будут иметь расчетный потенциал всей иерархии «предков». Таким образом, высокоуровневое программирование позволяет строить объектные модели различных систем, обладающих иерархической структурой. Эту методику удобно применять, например, для описания топологии конечных элементов.

В виду того, что конечные элементы имеют целый ряд свойств и параметров, то достаточно сложно классифицировать их по какому-то определенному признаку. Например, в программном комплексе Ansys™ определено более пятидесяти различных типов конечных элементов. Каждый из них находит применение в отдельной области расчета (статический и динамический анализ, моделирование вязкоупругих и вязко-пластичных материалов, задачи стационарного и нестационарного теплообмена, анализ движения потоков жидкости и газа, задачи гидроаэродинамики, акустики и пр.).

Простейшим признаком конечного элемента является его мерность. Если для аппроксимации поля перемещений используются полино-

миальные функции, то в соответствии с их порядком конечные элементы могут быть разделены на три класса: симплекс-, комплекс- и мультиплекс-элементы [6]. В первом случае полином на основе симплексной функции содержит константу и линейные члены, во втором – компоненты более высоких порядков, причем комплекс-элементы по сравнению с симплекс-элементами имеют ряд дополнительных узлов (например, в центрах граней). Для границ мультиплекс-элементов справедливо условие параллельности координатным осям, поэтому конечные элементы данного класса могут рассматриваться как частный случай комплекс-элементов.

Так как операция формирования общей матрицы жесткости является одним из основных этапов расчета системы МКЭ, особое внимание при этом необходимо уделять построению локальных матриц жесткости конечных элементов.

Как известно, локальная матрица жесткости стержневого элемента в пространственной постановке может быть представлена квадратной блочной матрицей следующего вида:

$$C = \begin{bmatrix} i & 1 & 2 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & c_{14} & c_{15} & c_{16} \\ c_{21} & c_{22} & & & & \\ c_{31} & & \dots & & & \dots \\ c_{41} & & & & & \\ c_{51} & & & & & \\ c_{61} & & \dots & & & c_{66} \end{bmatrix} & [6 \times 6] \\ 2 & [6 \times 6] & [6 \times 6] \end{bmatrix} \quad (1)$$

Для конечного элемента с n узлами локальная матрица жесткости будет иметь порядок $6n$:

$$C = \begin{bmatrix} i & 1 & \dots & n \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & c_{14} & c_{15} & c_{16} \\ c_{21} & c_{22} & & & & \\ c_{31} & & \dots & & & \dots \\ c_{41} & & & & & \\ c_{51} & & & & & \\ c_{61} & & \dots & & & c_{66} \end{bmatrix} & \dots & [6 \times 6] \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ n & [6 \times 6] & \dots & [6 \times 6] \end{bmatrix} \cdot (2)$$

Система уравнений равновесия, необходимых для определения узловых перемещений конструкции, получена на основе принципа возможных перемещений [7]:

$$CZ = R, \quad (3)$$

где C – глобальная матрица жесткости; Z – вектор искомых перемещений; R – вектор внешних узловых нагрузок.

Нетрудно видеть, что для отыскания вектора глобальных узловых перемещений достаточно определить матрицу податливости системы $L = C^{-1}$:

$$Z = LR. \quad (4)$$

При расчете стержневой или балочной конструкции с использованием одномерных конечных элементов система уравнений (4) относительно перемещений дает точное решение, которое в дальнейшем можно использовать для вычисления остальных параметров напряженно-деформированного состояния. Для двух- и трехмерных систем, как правило, вектор глобальных перемещений Z определяется приближенно, после дискретизации континуума соответствующими плоскими или объемными конечными элементами.

Следует отметить, что при расчете стержневых систем вектор R (4) характеризует нагрузку общего вида, приведенную к узлам конструкции. В случае континуальной системы имеем дело с элементарными объемными телами бесконечно малых форм и размеров, поэтому вектор R , в общем случае, может состоять из следующих компонентов:

$$R = R_V + R_A - R_\sigma + R_S, \quad (5)$$

где R_V – вектор нагрузки от влияния объемных сил; R_A – то же, поверхностных; R_σ – вектор нагрузки, учитывающий влияние начальных напряжений в конструкции; R_S – вектор сосредоточенных сил.

Выражение вектора объемных сил имеет вид:

$$R_V = \sum_{j=1}^m \int_V H_{V,j}^T F_{V,j} dV, \quad (6)$$

где $j = 1, 2, \dots, m$ – порядковый номер конечного элемента; V_j – его объем; $F_{V,j}$ – вектор объемных сил, приложенных к j -й конечному элементу.

Аналогичный вид имеет выражение вектора поверхностных сил:

$$R_A = \sum_{j=1}^m \int_A H_{A,j}^T F_{A,j} dA, \quad (7)$$

где A – площадь поверхности j -го конечного элемента.

Эффект начальных напряжений учитывается вектором

$$R_\sigma = \sum_{j=1}^m \int_V B_j^T \sigma_j dV, \quad (8)$$

где σ_j – вектор напряжений j -го конечного элемента.

Для сосредоточенных сил имеем

$$R_S = \sum_{j=1}^m F_{S,j}, \quad (9)$$

где $F_{S,j}$ – вектор сосредоточенных сил в пределах j -го конечного элемента.

Используя в МКЭ идею метода перемещений, будем определять перемещения u и деформации ε j -го конечного элемента в его локальной системе координат через глобальные перемещения Z всех n узлов конструкции:

$$\begin{cases} u_j(x, y, z) = H_j(x, y, z)Z; \\ \varepsilon_j(x, y, z) = B_j(x, y, z)Z, \end{cases} \quad (10)$$

где вектор-столбец глобальных перемещений Z размерности $3n$ имеет вид:

$$Z = \underbrace{\{x_1 y_1 z_1 \quad x_2 y_2 z_2 \quad \dots \quad x_n y_n z_n\}}_{3n}. \quad (11)$$

Здесь и далее фигурные скобки условимся использовать для обозначения вектор-столбца. Матрица H_j (10) устанавливает функциональную связь локальных перемещений узлов системы с их глобальными перемещениями. Как правило, эти зависимости в МКЭ принимаются в виде полиномов. Так, перемещение i -го узла в локальной системе координат j -го конечного элемента (см. рис. 1) может быть представлено следующими выражениями:

$$\begin{cases} ux_i(x_i, y_i, z_i) = a_1 + a_2 x_i + a_3 y_i + a_4 z_i + \\ \quad + a_5 x_i y_i + a_6 y_i z_i + a_7 z_i x_i + a_8 x_i^2 y_i + \dots; \\ uy_i(x_i, y_i, z_i) = b_1 + b_2 x_i + b_3 y_i + b_4 z_i + \\ \quad + b_5 x_i y_i + b_6 y_i z_i + b_7 z_i x_i + b_8 x_i^2 y_i + \dots; \\ uz_i(x_i, y_i, z_i) = c_1 + c_2 x_i + c_3 y_i + c_4 z_i + \\ \quad + c_5 x_i y_i + c_6 y_i z_i + c_7 z_i x_i + c_8 x_i^2 y_i + \dots, \end{cases} \quad (12)$$

где x_i, y_i, z_i – положение i -го узла в локальной системе координат конечного элемента; $a_1 \dots c_8$ – коэффициенты (обобщенные координаты).

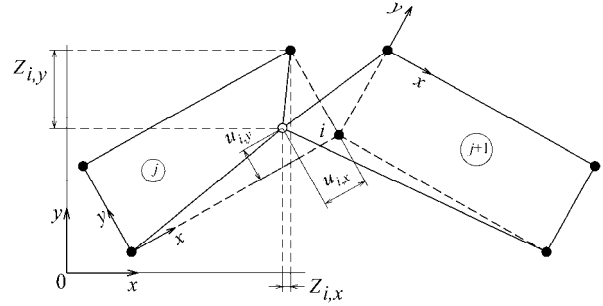


Рис. 1. Геометрия перемещений узла конечного элемента в локальной и глобальной системах координат

Количество обобщенных координат в полиномах (12) должно соответствовать общему количеству узлов конечного элемента n и размерности координатного пространства [6]. Таким образом, степень полинома, описывающего поле перемещений конечного элемента, является важным критерием точности расчета МКЭ.

В матричном представлении система уравнений (12) примет вид:

$$u_i = \bar{\Phi}_i \bar{\alpha}, \quad (13)$$

где $\bar{\alpha}$ – вектор неизвестных обобщенных координат:

$$\bar{\alpha} = \underbrace{\{a_1 \quad a_2 \quad \dots \mid b_1 \quad b_2 \quad \dots \mid c_1 \quad c_2 \quad \dots\}}_{3n}; \quad (14)$$

$\bar{\Phi}_i$ – матрица полиномиальных функций размера $3 \times n$:

$$\Phi = \underbrace{\begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i & z_i & x_i y_i & y_i z_i & z_i x_i & x_i^2 y_i & \dots \end{bmatrix}}_n; \quad (15)$$

$$\bar{\Phi}_i = \underbrace{\begin{bmatrix} [\Phi] & 0 & 0 \\ 0 & [\Phi] & 0 \\ 0 & 0 & [\Phi] \end{bmatrix}}_n. \quad (16)$$

Обобщаем соотношение (13) на все n узлов j -го конечного элемента:

$$u_j = A_j \alpha_j, \quad (17)$$

где A_j – блочная матрица размера $3n \times 3n$:

$$A_j = \underbrace{\begin{bmatrix} [\bar{A}_j] & 0 & 0 \\ 0 & [\bar{A}_j] & 0 \\ 0 & 0 & [\bar{A}_j] \end{bmatrix}}_{3n}. \quad (18)$$

Квадратная матрица $\bar{A}_j$ размера $n \times n$ численно реализует функцию ϕ (15) и содержит локальные координаты всех n узлов j -го конечного элемента:

$$\bar{A}_j = \underbrace{\begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & z_1 & x_1 y_1 & \dots \\ 1 & x_2 & y_2 & z_2 & x_2 y_2 & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & x_n & y_n & z_n & x_n y_n & \dots \end{bmatrix}}_n. \quad (19)$$

Все блочные элементы матрицы A_j (18), кроме диагональных, равны нулю. Матрица α_j в (17) является блочным вектором и имеет размер $3n \times 1$:

$$\alpha_j = \{[\bar{\alpha}]_1 \quad [\bar{\alpha}]_2 \quad \dots \quad [\bar{\alpha}]_n\}. \quad (20)$$

Необходимым условием для построения математической модели конечного элемента является формулировка зависимостей его деформаций от перемещений $\varepsilon = f(u)$ и напряжений от деформаций $\sigma = f(\varepsilon)$. Для пространственной задачи теории упругости деформации и напряжения в трехмерном элементе описываются соответствующими векторами с шестью компонентами:

$$\varepsilon_j = \{\varepsilon_{xx} \quad \varepsilon_{yy} \quad \varepsilon_{zz} \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{zx}\}; \quad \sigma_j = \{\sigma_{xx} \quad \sigma_{yy} \quad \sigma_{zz} \quad \sigma_{xy} \quad \sigma_{yz} \quad \sigma_{zx}\}, \quad (21)$$

где

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{xx} &= \frac{\partial u}{\partial x}; \varepsilon_{yy} = \frac{\partial u}{\partial y}; \varepsilon_{zz} = \frac{\partial u}{\partial z}; \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial x}; \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial y}; \gamma_{zx} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}. \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Далее каждый полином (12) необходимо продифференцировать согласно (22):

$$\left. \begin{aligned} \bar{\varepsilon}_{xx} &= \frac{\partial(a_1 + a_2 x_i + a_3 y_i + a_4 z_i + a_5 x_i y_i + \dots)}{\partial x}; \\ \bar{\varepsilon}_{yy} &= \frac{\partial(b_1 + b_2 x_i + b_3 y_i + b_4 z_i + b_5 x_i y_i + \dots)}{\partial y}; \\ \bar{\varepsilon}_{zz} &= \frac{\partial(c_1 + c_2 x_i + c_3 y_i + c_4 z_i + c_5 x_i y_i + \dots)}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\gamma}_{xy} &= \frac{\partial(a_1 + a_2 x_i + a_3 y_i + a_4 z_i + a_5 x_i y_i + \dots)}{\partial y} + \\ &+ \frac{\partial(b_1 + b_2 x_i + b_3 y_i + b_4 z_i + b_5 x_i y_i + \dots)}{\partial x}; \\ \bar{\gamma}_{yz} &= \frac{\partial(b_1 + b_2 x_i + b_3 y_i + b_4 z_i + b_5 x_i y_i + \dots)}{\partial z} + \\ &+ \frac{\partial(c_1 + c_2 x_i + c_3 y_i + c_4 z_i + c_5 x_i y_i + \dots)}{\partial y}; \\ \bar{\gamma}_{zx} &= \frac{\partial(c_1 + c_2 x_i + c_3 y_i + c_4 z_i + c_5 x_i y_i + \dots)}{\partial x} + \\ &+ \frac{\partial(a_1 + a_2 x_i + a_3 y_i + a_4 z_i + a_5 x_i y_i + \dots)}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

Результат дифференцирования запишем в вектор E_j размером 6×1 :

$$E_j = \{\bar{\varepsilon}_{xx} \quad \bar{\varepsilon}_{yy} \quad \bar{\varepsilon}_{zz} \quad \bar{\gamma}_{xy} \quad \bar{\gamma}_{yz} \quad \bar{\gamma}_{zx}\}. \quad (25)$$

Таким образом, деформации конечного элемента зависят от ранее принятого интерполяционного полинома, что дает возможность строить различные математические модели конечных элементов, в зависимости от типа решаемой задачи.

В матричной форме соотношения (22) для j -го конечного элемента имеют вид:

$$\varepsilon_j = E_j A_j^{-1} u_j. \quad (26)$$

Вектор обобщенных напряжений (21) определяется зависимостью

$$\sigma_j = \tilde{C}_j \varepsilon_j + \sigma_j^{(0)}, \quad (27)$$

где $\tilde{C}_j$ – обобщенная матрица упругости; $\sigma_j^{(0)}$ – вектор начальных напряжений.

Окончательно выражение для локальной матрицы жесткости конечного элемента примет вид

$$C_j = \int_V E_j^T C_j E_j dV. \quad (28)$$

Глобальная матрица жесткости системы формируется прямым суммированием локаль-

ных матриц жесткости всех конечных элементов (метод прямых жесткостей [7]).

В заключение необходимо отметить, что применение интерполяционных функций для аппроксимации перемещений конечного элемента иногда приводит к несоблюдению условий геометрической инвариантности. Это становится очевидным, когда для описания перемещений по разным направлениям применяются полиномы с различными компонентами при обобщенных координатах [7]. В случае изменения ориентации элемента эти компоненты могут быть неточными и приводить к ошибкам в решении. Чтобы избежать этого, рекомендуется использовать выражения для перемещений, не зависящие от ориентации элемента. Однако более эффективным решением, в данном случае, следует считать применение изопараметрических конечных элементов, математические модели которых основаны на функциях формы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Распопов, А. С. Моделирование колебаний балочных железнодорожных мостов в среде объектно-ориентированного программирования Delphi [Текст] / А. С. Распопов, В. Е. Артемов, С. П. Русу // Вісн. Дніпр. нац. ун-та залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. - 2010. - Вип. 33. - С. 217-222.
2. Ушкалов, В. Ф. Математическое моделирование колебаний рельсовых транспортных средств [Текст] / В. Ф. Ушкалов, Л. М. Резников, В. С. Иккол и др. // Ин-т техн. мех. АН УССР. - К.: Наук. думка. - 1989. - 240 с.
3. Распопов, А. С. Особенности компьютерного моделирования динамической нагруженности конструкций железнодорожных мостов [Текст] / А. С. Распопов, В. Е. Артемов, С. П. Русу // Зб. наук. праць Укр. держ. акад. залізн. трансп. - 2010. - Вип. 114. - С. 123-132.
4. Распопов, А. С. Алгоритм расчета колебаний стержневых конструкций на основе общего уравнения динамики и метода конечных элементов [Текст] / А. С. Распопов, В. Е. Артемов, С. П. Русу // Дороги і мости: Зб. наук. пр. - Вип. 11. - К.: ДерждорНДІ. - 2009. - С. 256-263.
5. Голованов, М. Е. Создание компонентов в среде Delphi [Текст] / М. Е. Голованов, Е. О. Веселов. - СПб.: БХВ-Петербург. - 2004. - 320 с.
6. Сегерлинд, Л. Применение метода конечных элементов [Текст] / Л. Сегерлинд. - М.: «Мир». - 1979. - 392 с.
7. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов [Текст] / К. Бате, Е. Вилсон. - М.: Стройиздат. - 1982. - 448 с.

Поступила в редколлегию 20.06.2011.

Принята в печать 07.07.2011.

В. П. РЕДЧЕНКО (Дніпропетровський відділ ДерждорНДІ),
Ю. В. КРЮЧКОВ, Т. В. РЕДЧЕНКО (ПСП «Мост-сервіс»)

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОБЛЕМИ ВИЯВЛЕННЯ ДЕФЕКТІВ МОСТІВ МЕТОДАМИ ВІБРОДІАГНОСТИКИ

В статті представлені результати практичних та теоретичних досліджень впливу пошкоджень конструкції на її модальні характеристики.

Ключові слова: міст, прогонова будова, дефект, вібродіагностика

В статье представлены результаты практических и теоретических исследований влияния повреждений конструкции на ее модальные характеристики.

Ключевые слова: мост, пролетное строение, дефект, вибродиагностика

The article deals with the results of the practical and theoretical researches of impact of structural damage on its modal parameters.

Keywords: bridge, bridge span construction, damage, vibration monitoring

Вступ

Забезпечення безпечної експлуатації споруд цивільного будівництва, зокрема мостових переходів, є актуальним завданням, яке вирішується комплексом заходів на стадіях від проектування до ліквідації об'єкту. По розподілу причин аварійного руйнування конструкцій серед інших чинників, нарівні з помилками, що були допущені на стадії проектування та будівництва, майже третину складають чинники, пов'язані з проблемами експлуатації [1]. Саме тому в забезпеченні безаварійної експлуатації мостів важливу роль відіграє постійний моніторинг їх технічного стану, що робить можливим своєчасне виявлення та усунення пошкоджень конструкцій. Одним з перспективних методів, який дозволяє проводити моніторинг технічного стану мостів, є вібродіагностичний [2-4].

Проблема

Головним завданням при ідентифікації ушкодження шляхом вібродіагностики є визначення змін жорсткості ΔK через зміни динамічних характеристик споруди.

У матричній формі рівняння для визначення власних частот та форм коливань конструкції має наступний вигляд:

$$(K_{init} - \omega_{i,init}^2 M_{init}) \cdot \varphi_{i,init} = 0, \quad (1)$$

де K_{init} , M_{init} – відповідно матриця жорсткості та матриця мас конструкції; $\varphi_{i,init}$ – вектор-

стовпчик, що характеризує співвідношення між узагальненими координатами конструкції, тобто форму коливань.

Вплив дефекту на частотний спектр конструкції – функція чутливості до дефекту – виражається наступним рівнянням [5]:

$$\frac{\partial \omega_{i,red}^2}{\partial a_e} = \left(\frac{\partial K_{i,red}}{\partial a_e} - \omega_{i,red}^2 \frac{\partial M_{i,red}}{\partial a_e} \right) \cdot \varphi_{i,red} \cdot M_{i,red}^{-1}, \quad (2)$$

де $\omega_{i,red}$, $\varphi_{i,red}$ – відповідно власні частоти та їх форми для конструкції з дефектом; $K_{i,red}$, $M_{i,red}$ – відповідно матриці жорсткості та маси конструкції з дефектом; a_e – параметр, що враховує об'єм змін матриці податливості від наявного дефекту в елементі конструкції k_e .

Сучасні програмні комплекси дають можливість досить точно обчислювати вказані функції чутливості до дефекту. В той же час існують складнощі з реалізацією ідеї на практиці і, особливо, з визначенням місця розташування дефекту на досліджуваному об'єкті [4, 6, 7]. В першу чергу це пов'язано з тим, що визначення “напрямую” натурних матриць жорсткості через передаточні функції є складним і трудомістким завданням, навіть при активній вібродіагностиці, проведення якої само по собі також є складним завданням. Реєстрація змін власних частот споруди, що є значно простішим на практиці, дозволяє говорити лише про наявність змін у конструкції, але не дає відповіді на питання, де ці зміни відбулися.

Постановка завдання

Аналіз передаточної функції між двома точками споруди лише вкаже на те, що сталися певні зміни, але місце розташування можливого пошкодження буде залишатися невизначеним. Для того, щоб визначити зону пошуку дефекту, треба збільшити кількість точок, між якими визначаються передаточні функції, і на основі аналізу відносних їх змін робити висновок про зону розташування пошкодження. Чим меншу за розміром зону ми хочемо окреслити для локалізації дефекту, тим більшим повинно бути число точок, в яких проводимо вимірювання. Можна запропонувати іншу модель, в якій динамічна система описується власними формами коливань та їх параметрами. В цьому випадку функцію пошкоджень для кожної зони зручно представити двома матрицями: матрицею зміни частот власних форм коливань та матрицею зміни форми власних коливань (в нормалізованому виді). Оскільки для лінійних систем передаточна функція є комплексною сумою модальних передаточних функцій за всіма формами власних коливань, то обидві моделі цілком рівнозначні за інформативністю і відрізняються лише практичною стороною їх реалізації. В першому випадку за результатами експерименту визначаємо передаточні функції та працюємо з ними, в другому випадку визначаються частоти та форми власних коливань. Найпростіше розглянути другу модель на прикладі однопрогонової балки, модель якої досить часто є розрахунковою для прогонових будов мостів. Експериментальними дослідженнями МСЕ-моделі балки було встановлено [4], що наявність дефекту (тріщини), який впливає на несучу здатність більше ніж на 5 %, викликає відносні зміни власних частот від 0,1 % і більше, що можна досить точно визначити на практиці [8]. В той же час, для визначення зміни форми коливання необхідно виконувати вимірювання прогинів розмірністю 0,001 мм та менше – практично це реалізується дуже складно та зі значними похибками. Відповідно і визначення положення дефекту залишається проблемою. Були виконані подальші теоретичні та експериментальні дослідження, які описані нижче.

Результати досліджень

Моделлю найпростішої прогонової будови моста є однопрогонова балка. Для балки власна частота є відношенням двох інтегральних функцій, одна з яких залежить від функції жорсткості, а інша від функції маси [9]:

$$\omega_i^2 = \frac{\int_0^L I(x)[f_i''(x)]^2 dx}{\int_0^L m(x)[f_i(x)]^2 dx}, \quad (3)$$

де ω_i – кутова частота i -ї власної форми коливань; $I(x)$ – функція жорсткості; $m(x)$ – функція маси; $f_i(x)$ – нормалізована функція i -ї власної форми коливань.

Нехай на малій ділянці $\Delta\ell$ з координатою $x=a$ жорсткість зміниться на ΔI_a . Відносна зміна частоти, ігноруючи зміну форми коливань, виразиться наступним чином:

$$\frac{(\omega_i - \Delta\omega_i(a))^2}{\omega_i^2} \approx \frac{\int_0^L I(x)[f_i''(x)]^2 dx}{\int_0^L I(x)[f_i''(x)]^2 dx} - \frac{\Delta I_a [f_i''(a)]^2 \Delta\ell}{\int_0^L I(x)[f_i''(x)]^2 dx}. \quad (4)$$

Якщо знехтувати величинами меншого порядку, то для малих змін отримуємо залежність:

$$\frac{\Delta\omega_i(a)}{\omega_i} \approx \frac{\Delta I_a \Delta\ell [f_i''(a)]^2}{2 \int_0^L I(x)[f_i''(x)]^2 dx} = C_1 \cdot [f_i''(a)]^2, \quad (5)$$

де C_1 – константа для досліджуваного об'єкту.

Якщо аналогічно проаналізувати вплив додаткової локальної маси $M_a = \Delta m \Delta\ell$, отримаємо:

$$\frac{\Delta\omega_i(a)}{\omega_i} \approx \frac{M_a [f_i(a)]^2}{2 \int_0^L m(x)[f_i(x)]^2 dx} = C_2 \cdot [f_i(a)]^2, \quad (6)$$

де C_2 – константа для досліджуваного об'єкту.

Як бачимо, функція відносної зміни частоти в залежності від координати додаткової маси є подібною квадрату функції власної форми коливань. Отже, виконуючи заміри частот власних форм коливань при наявності на балці додаткової маси, можна отримувати інформацію про форми власних коливань та їх зміни при появі дефекту.

Слід пам'ятати про ті спрощення, які були прийняті при виведенні цих залежностей, і на-

самперед те, що результати будуть задовільними лише для малих змін, коли додаткова маса чи зміна жорсткості як мінімум вдсятеро менші від маси балки чи добутку жорсткості на довжину прольоту відповідно.

Для випадку, коли жорсткість балки та її маса є постійними по довжині балки, а функція i -ої власної форми коливань є синусоїдальної форми, маємо:

$$\frac{\Delta\omega_i(a)}{\omega_i} \approx \frac{\Delta I_a \Delta l \left(\frac{\pi i}{L}\right)^4 [\sin(\pi i \frac{a}{L})]^2}{2I \left(\frac{\pi i}{L}\right)^4 \int_0^L [\sin(\pi i \frac{x}{L})]^2 dx} =$$

$$= \frac{\Delta I_a \Delta l}{IL} \times [\sin(\pi i \frac{a}{L})]^2 \quad (7)$$

та

$$\frac{\Delta\omega_i(a)}{\omega_i} \approx \frac{M_a [\sin(\pi i \frac{a}{L})]^2}{2m \int_0^L [\sin(\pi i \frac{x}{L})]^2 dx} =$$

$$= \frac{M_a}{mL} \times [\sin(\pi i \frac{a}{L})]^2. \quad (8)$$

В даному випадку обидві залежності є подібними квадрату функції власної форми коливань (квадрату синусоїдальної функції).

Для натурального експерименту було вибрано сталеву балку коробчатого перерізу 40×80 мм з товщиною стінки 2 мм. Довжина балки – 4 м, погонна маса – 3,62 кг/м. Балку встановлено ширшою стороною на одну рухому (Оп. 1) і одну нерухому (Оп. 2) опорні частини, що розташовувались на відстані 5 см від торців балки. Тобто розрахунковий прольот складає 3,9 м. Реєстрація відгуку балки на збудження була реалізована вимірюванням напружень тензодатчиками. Тензодатчики наклеєні вздовж поздовжньої осі балки на її нижній грані. Всього використовувалось три тензодатчики (ТД): №1, 2, 3, що встановлені в чвертях довжини прольоту балки. Реєстрація напружень проводилась синхронно з усіх трьох датчиків апаратним комплексом «Spider» з частотою дискретизації 200 Гц.

Досліджувана балка умовно поділена на 10 частин (0,39 м кожна). Відповідно в прольоті визначилися перерізи 1...9 (рис. 1). Збуджувачий імпульсний вплив прикладався на відстані 0,49 м від Оп. 2 (1/8 довжини прольоту балки).

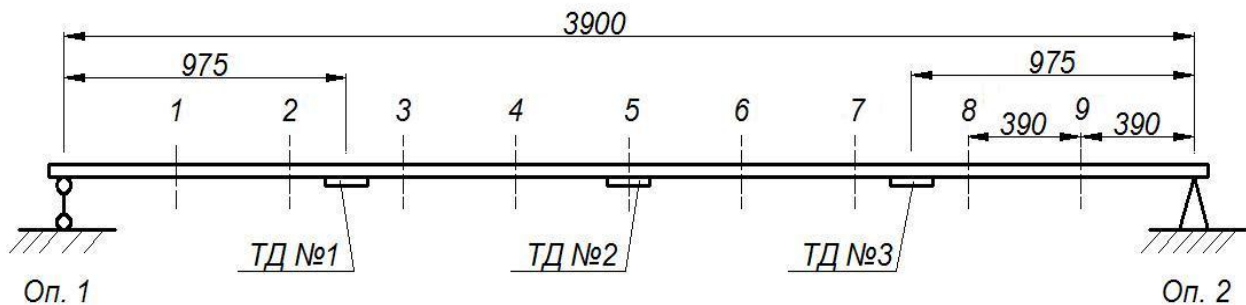


Рис. 1. Розташування умовних перерізів та тензодатчиків на балці

Перша частина експерименту полягала у дослідженні зміни параметрів балки (власних частот коливань) при наявності на ній додаткової маси 0,1 кг, що розташовувалася послідовно на кожному з дев'яти умовних перерізів по осі балки. Після встановлення додаткової маси до балки прикладався імпульсний вплив, реєструвалися коливання та визначалися власні частоти балки. Також на початку та в кінці експерименту були визначені власні частоти досліджуваної балки при вільних коливання (без додаткової маси).

Для визначення з підвищеною точністю частот трьох перших власних форм вертикальних коливань балки були використані уточнені алгоритми спектрального аналізу [8]. Спочатку розраховувався оціночний спектр для смуги

частот від 0 до 100 Гц, оскільки при частоті дискретизації в $f = 200$ Гц очікувані достовірні результати можна отримати на частотах менших від $f/2 = 100$ Гц (рис. 2). На спектрі наявні три виразні піки на частотах 8,8 Гц, 34,4 Гц, 76,4 Гц.

Для уточнення значення власних частот на більш вузьких ділянках спектру, визначалося «робоче вікно». Основні параметри вікна: його початковий час та тривалість. Тривалість вікна для розрахунку спектру призначалася різною для виявлення різних форм власних коливань. Для зменшення впливу шумів та інших гармонік, також застосовувався метод складання спектрів [10]. Все це дозволило визначати власні частоти з точністю $\pm 0,02$ %.

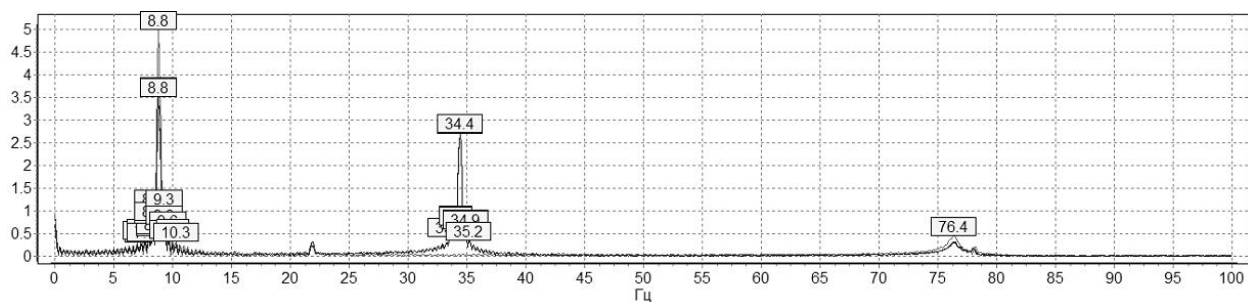


Рис. 2. Оціночний спектр для досліджуваної смуги частот

Лінії впливу додаткової маси 0,1 кГ, що складає близько 0,7 % від маси балки, на відносну зміну власних частот балки для перших трьох форм коливань представлені на рис. 3.

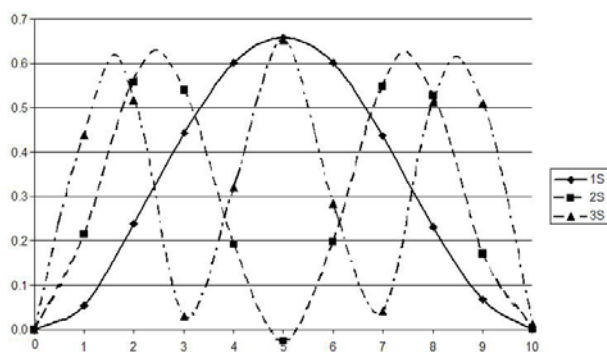


Рис. 3. Лінії впливу додаткової маси на зміну власних частот балки

Друга частина експерименту полягала у нанесенні на балку реального дефекту, що було реалізовано у вигляді пропилю верхньої грані балки на ділянці 7-8. Пропил виконувався в два етапи: спочатку було зроблено пропил глибиною 1 мм, потім було виконано пропил на глибину 2 мм (на повну товщину верхньої пластини балки). Поява пропилю призвела до зменшення частот власних коливань балки, що відображено у табл. 1.

Таблиця 1

Зміна частот вільних коливань			
	1-ша форма, Гц	2-га форма, Гц	3-тя форма, Гц
Вільні коливання до пропилю	8,807	34,502	76,358
Вільні коливання після пропилю 1 мм	8,806	34,477	76,306
Зміна у %	0,011	0,072	0,068
Вільні коливання після пропилю 2 мм	8,694	33,702	75,659
Зміна у %	1,28	2,32	0,92

Додатково було виконано дослідження зміни напружень (до та після нанесення пропилю на балку), що виникали в балці від навантаження 10 кГ, яке прикладалося в точці 5. Результати зведено до табл. 2. Як видно з таблиці, зміна напружень навіть в зоні дефекту виявилася незначною. Отже, зроблений пропил можна вважати дефектом на початковій стадії розвитку.

Таблиця 2

Зміна напружень в балці

	ТД №1, кГ/см ²	ТД №2, кГ/см ²	ТД №3, кГ/см ²
Без пропилю	73,1	142,8	73,7
Пропил 1 мм	73,1	142,4	73,7
Зміна, %	0	-0,3	0
Пропил 2 мм	73,1	141,1	85,7
Зміна, %	0	-1,2	16,3

Після проведення серії випробувань на балці з пропилом 2 мм, аналогічно до першої частини експерименту, отримано лінії впливу додаткової маси на відносну зміну власних частот балки для перших трьох форм коливань, які представлені на рис. 4.

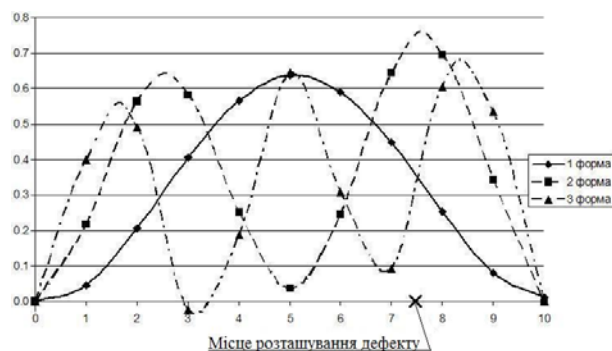


Рис. 4. Лінії впливу додаткової маси на зміну власних частот балки з дефектом

Як бачимо, дефект призвів до помітної зміни форм ліній впливу, і найбільші зміни відбулися саме в місці його розташування. Таким чином, вимірюючи лише власні частоти та їх

зміни при наявності на конструкції додаткової маси, можна визначати та відстежувати зміни власних форм коливань при появі дефектів. При цьому для визначення форми коливань відпадає необхідність у вимірюванні з високою точністю прогинів цілого ряду точок балки, тобто проблема, яка була означена на початку дослідження, вирішена.

Висновки

Проведеним дослідженням встановлено, що за аналізом змін ліній впливу додаткової маси на власні частоти конструкції можна робити висновки про місцезнаходження дефекту. Рекомендований порядок дій при таких роботах:

1. Експериментальне визначення ліній впливу додаткової маси на власні частоти прогонової будови при введенні мосту в експлуатацію.
2. Визначення ліній впливу додаткової маси на власні частоти прогонової будови при проведенні чергового визначення її технічного стану.
3. Порівняння та аналіз змін у власних частотах прогонової будови та змін у формі ліній впливу додаткової маси. При наявності змін виконується детальне обстеження у відповідній зоні конструкції.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Ерёмин, К. И. Особенности экспертизы и неразрушающего контроля строительных металлических конструкций [Электрон. ресурс] / К. И. Ерёмин, С. А. Матвеюшкин // Предотвращение аварий зданий и сооружений: сб. научных трудов – Вып. 8. – М.: 2009. – Режим доступа: <http://www.pamag.ru/prensa/expert-metall>.
2. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и со-

- ружений [Текст] / О. В. Шимановский и др. – К.: Сталь, 2008. – 463 с.
3. Еманов, А. Ф. Технология диагностики и мониторинга состояния строительных конструкций на основе исследования микросейсмических колебаний [Текст] / А. Ф. Еманов, Л. А. Скляр // Предотвращение аварий зданий и сооружений: сб. научных трудов – Вып. 8. – М.: 2009. – С. 63-72.
4. Редченко, В. П. Идентификация дефектов споруд методами динамической диагностики [Текст] / В. П. Редченко // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. тр. / ПГАСА. – Вып. 52. – Д.: ПГАСА, 2010. – Ч.2 С.100-104.
5. Wrana, B. Identyfikacja uszkodzenia mostu przy pomocy analizy wzrazliwosci [Текст] / B. Wrana // Materiały konferencyjne «Zespolone konstrukcje mostowe». – Krakow, Poland, 2009. – P. 544-554.
6. Experimental vibration analysis for civil engineering structures [Текст] // Proc. of the unt'l conf. on experimental vibration analysis for civil engineering structures. – Wroclaw, Poland, 2009. – 208 p.
7. Завалишин, С. И. Динамический мониторинг зданий и сооружений для контроля их сейсмостойкости [Текст] / С. И. Завалишин, Г. Э. Шаблонский, Д. А. Зубков, А. А. Румянцев // Предотвращение аварий зданий и сооружений: сб. научных трудов – Вып. 8. – М.: 2009. – С. 42-53.
8. Редченко, В. П. Особливості застосування спектрального аналізу при дослідженні коливань будівельних конструкцій [Текст]: монографія / В. П. Редченко. – Д.: Пороги, 2010. – 98 с.
9. Бондарь, Н. Г. Динамика железнодорожных мостов [Текст] / под ред. Н. Г. Бондаря. – М.: Транспорт, 1965. – 412 с.
10. Редченко, В. П. Визначення власних частот коливань прогонових будов мостів методом складання спектрів [Текст] / В. П. Редченко // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій: зб. наук. пр. – Вип. 11. – Львів: Каменяр, 2009. – С. 199-203.

Надійшла до редколегії 31.03.2011.

Прийнята до друку 11.04.2011.

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОГО РЕСУРСУ ПОПЕРЕДНЬОНАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПАЛ УКРАЇНСЬКОГО ВИРОБНИЦТВА

Проведено аналіз експлуатаційних дефектів залізобетонних шпал та причин їх виникнення.

Ключові слова: залізобетонні шпали, колія, дефекти, довговічність

Проведен анализ эксплуатационных дефектов железобетонных шпал и причин их образования.

Ключевые слова: железобетонные шпалы, железнодорожный путь, дефекты, долговечность

The analysis of operational defects of ferro-concrete sleepers and the causes of their formation is carried out.

Keywords: concrete sleepers, railway road, defects, longevity

Шпали, з часу будівництва перших залізниць, увійшли в конструкцію верхньої будови колії у якості одного з найвідповідальніших елементів. На даний час найбільш поширеними опорними конструкціями для рейок, що використовуються на залізничних шляхах України є залізобетонні шпали.

За весь час експлуатації залізобетонних шпал був виявлений і класифікований ряд дефектів, які значно знижували термін експлуатації залізничних шпал і в ряді випадків, могли призвести до виникнення аварійних ситуацій на залізницях. До таких дефектів можливо віднести як дефекти, що виникли в наслідок силових та динамічних навантажень на шпалу, так і ті, що виникли через невідповідні фізико-механічні характеристики матеріалів, що використовувалися при виготовленні залізобетонних шпал (недостатні морозостійкість і довговічність бетону внаслідок використання складових матеріалів, непридатних для шпального бетону, невірному підборі складу бетонної суміші та поганого ущільнення її під час виготовлення шпал) та якості виготовлення залізобетонних шпал (поперечні тріщини в підрейковій частині шпал, заводські сколи бетону по тріщинам, недостатня товщина захисного шару бетону, тощо). Це призводить до значних затрат на роботи, що пов'язані з заміною дефектних шпал.

Згідно даних, що наведені в літературних джерелах до 50...70 % шпал, що вийшли зі строю під час експлуатації, були вкладені із заводськими технологічними дефектами, а 80...90 % дефектів виникають на основних етапах технологічного процесу, таких як армування, формування та термообробка водяною парою.

В рамках науково-дослідної роботи був проведений аналіз дефектів та причин їх виникнення, що спостерігались під час експлуатації колії на різних ділянках залізниці. Дані щодо появи дефектів були систематизовані для отримання статистичної оцінки частоти виявлення дефектів різного роду відповідно до класифікації, що наведена у Технічних вказівках з використання старопридатних матеріалів верхньої будови колії на залізницях України (ЦП-0150).

Основні дефекти залізобетонних залізничних шпал і причини їх виникнення класифікуються згідно до Додатку Г Таблиці Г.1 «Класифікація дефектів і пошкоджень залізобетонних шпал типу Ш-1-1» ЦП-0150.

1. Перегон Бахмач-Пас. – Халимонове Південно-Західної залізниці

З даних, що були надані фахівцями Південно-Західної залізниці, на ділянці колії, що знаходиться між станціями Бахмач-Пас та Халимонове у 2009-2010 рр. були виявлені дефекти залізобетонних залізничних шпал (рік укладання у верхню будову колії – 2005 р.). Всі дефекти, що були виявлені, в зазначений проміжок часу, на цій дистанції колії за класифікатором, що наведений в інструкції ЦП-0150, мають номер 41.2 (загальна кількість дефектних шпал дорівнює – 349 шт.).

Згідно до Додатку Г табл. Г.1 «Класифікація дефектів і пошкоджень залізобетонних шпал типу Ш-1-1» ЦП-0150, дефект під номером 41.2 – це повне руйнування структури бетону на окремі складові (щебінь, розчин) з оголюванням арматури (Показано у п. 14 табл. 1 даної роботи). Причиною виникнення цього дефекту є недостатні морозостійкість і довговічність бетону внаслідок використання складових ма-

теріалів, непридатних для шпального бетону, невірного добору складу бетонної суміші й поганого ущільнення її під час виготовлення шпал.

Більшість дефектів спостерігалася в шпалах, що були виготовлені підприємством ТОВ «Україна Промресурси» (приблизно 63 %), останні дефектні шпали виготовлялися ВАТ «Коростенський завод залізобетонних шпал» (приблизно 37 % від загальної кількості дефектних шпал на цій дистанції колії), що показано на рис. 1.

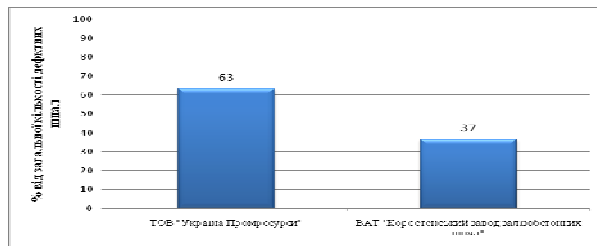


Рис. 1. Діаграма розподілу дефектних залізобетонних залізничних шпал, що були виявлені на ділянці колії Бахмач-Пас.-Халимонове, поміж підприємствами-виробниками (всі дефектні шпали мали дефект № 41.2 згідно до класифікації, наведеної в ЦП-0150)

Як видно з рис. 1, на ділянці Бахмач-Пас. – Халимонове Південно-західної залізниці були укладені шпали ОАО «Коростеньський завод залізобетонних шпал», які виготовлені у 2005 році. На час перевірки виявлено значна ступінь руйнування залізобетону шпал, які вірогідно почали руйнуватися після 2 років експлуатації та цей процес нині завершується повною руйнацією. Загальний вид шпал залізничної колії представлено на рис. 2.

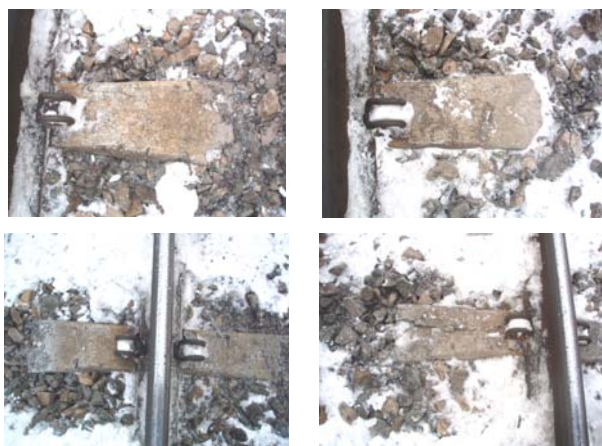


Рис. 2. Зруйновані шпали, що експлуатуються на Південно-західній залізниці

Характер руйнування шпал, що експлуатуються говорить про незворотні процеси, які проходять в структурі бетону. Означені проце-

си корозії бетону викликані структурними перебудовами цементного каменю. Вони прискорюються природними кліматичними умовами, характером навантаження та технологічними огріхами виробництва бетону та виробів з нього. Вилучені з експлуатації шпали того ж року виробництва лежать поряд з колією (рис. 3) та являють собою приклади ще більшого ступеня руйнації.



Рис. 3. Шпали 2005 року виготовлення, вилучені з експлуатації на Південно-західній залізниці

На зразках зруйнованого бетону шпал Дніпропетровським національним університетом залізничного транспорту проведено макроструктурний аналіз зломів та складових бетону в місцях де він у процесі експлуатації розвалився на структурні складові.

На рис. 4-8 наведено найбільш характерні структури зломів шпал, що зруйновані в процесі 2...5 річної експлуатації.

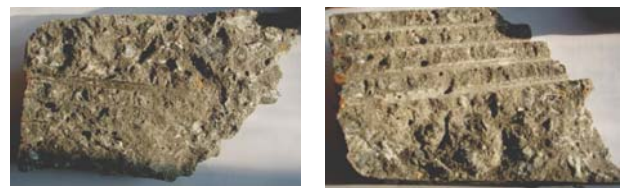


Рис. 4. Злом бетону шпал в області закладання армуючої проволочки

Шпали мають неоднорідну макроструктуру в наслідок недопроникнення щебеню розмірами більше ніж 15 мм у бетонну суміш в середині пучка армуючої проволочки та утворенню переважно розчинної частини бетонної суміші в означених ділянках шпал. Переважно розчинна структура бетону відносно загальної має меншу міцність та крім того в її частині утворюються пори діаметром до 5 мм, кількість яких відносно загальної частини бетону підвищена у декілька разів (див. рис. 4). Аналіз розміру щебеню в структурі армованого бетону показує, що в проміжках між арматурою знаходиться щебінь діаметром ≤ 10 мм. Виразні кольорові сферичні плями вказують на структурні перебудови цементного каменю в структурі бетону, що експлуатується.

Поблизу арматури в зразках зламаного бетону внаслідок взаємодії крупного щебеню з

арматурою при недосконалій вібраційній обробці та невідповідності розміру щебеню та проміжків між арматурою шпали виявляються каверни та пустоти (рис. 5).



Рис. 5. Каверни та пустоти в структурі шпал, що експлуатуються

Підтвердження несорозмірності щебеню знайдено в бетоні, що розпався на структурні складові з виділенням крупного щебеню розміром більше 40 мм (рис.6).



Рис. 6. Зразок щебеню в зруйнованому бетоні

Відкриті зломи бетону шпал покриті як структурними складовими, що можуть бути продуктами лужно-кремнієвокислої реакції (рис. 7, а), так і виділеннями кальцієвого молочка (рис. 7, б, в).

а)



б)



в)



Рис. 7. Зразки зломів бетону шпал

Наряду з вищезгаданими структурними виділеннями в бетоні спостерігається значний надлишок глинистих прошарків, які руйнують шпали (рис. 8).

Таким чином, макроструктурним аналізом бетону зруйнованих шпал показано, що причиною руйнувань є сукупність факторів.



Рис. 8. Глинисті прошарки в структурі бетону шпал

Це такі фактори як порушення технологічних норм Додатку А ДСТУ Б.В. 2.7-71-98 «Щебінь і гравій із щільних гірських порід і відходів промислового виробництва для будівельних робіт», та п. 7.4 ДСТУ Б.В. 2.7-76-98 «Пісок для будівельних робіт з відсівів руйнування скальних порід гірничозбагачувальних комбінатів України», ДСТУ Б В.2.7-32-95 «Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови.», ТУ У 26.6-30268559-174:20006 Шпали залізобетонні попередньо напружені колії 1520 мм типу СБЗ для рейок типу Р65 і Р50. при застосуванні щебеню з розмірами фракції більше ніж 40 мм, надлишок глинистих включень, які утворюють прошарки в бетоні шпал та є концентраторами напруги, застосування лужноактивних цементів та кислотноактивних пісків. Всі перераховані фактори в комплексі з незадовільною мікроструктурою цементного каменю та неоднорідністю макроструктури бетону є причиною передчасного руйнування.

Для запобігання масового передчасного виходу залізобетонних шпал з експлуатації пропонуємо зробити систему моніторингу якості сировинних матеріалів, провести науково-технічно-впроваджувальні роботи з заводами, які виробляють залізобетонні шпали з вдосконалення технологічних режимів виробництва з подальшою корекцією технічних умов на виробництво цих відповідальних виробів.

2. Ізюмська дистанція колії Південної залізниці

При модернізації парної колії перегону Савинці – Балаклея в період з 05.08.06 р. по 31.10.06 р. на ділянці протяжністю 14,1 км (з 324 км ПК5 по 338 км ПК3) були укладені залізобетонні шпали (1680 шт. на км) з типом кріплення КПП-5.

Наказом № 652 від 08.11.06 р. були встановлені додаткові щомісячні спостереження за станом рейко-шпальної решітки з записом до журналу спостережень.

В ході натурного огляду 25.02.2008 р. парної колії перегону Савинці – Балаклея був виявлений масовий та інтенсивний вихід із строю

залізобетонних шпал СБ-3 по дефектам, згідно до додатку Г табл. Г.1 ЦП-0150 та табл. 1 ЦП-0104:

12.1 (Поперечні тріщини з розкриттям до 1 мм у середній частині шпали. Узагальнена причина появи дефекту: незадовільна експлуатація колії);

22.1 (Поздовжня тріщина з розкриттям до 3 мм, що проходять через арматурні дроти на торцях і в середині шпали. Узагальнена причина появи дефекту: недостатні фізико-механічні характеристики шпального бетону);

22.2 (Розкол шпали по наскрізній поздовжній тріщині, що проходять через арматурні дроти. Узагальнена причина появи дефекту: недостатні фізико-механічні характеристики шпального бетону);

23.1 (Поздовжня тріщина з розкриттям до 3мм, що проходить через арматурні дроти на торцях в анкерній зоні шпали. Узагальнена причина появи дефекту: недостатні фізико-механічні характеристики шпального бетону);

23.2 (Розкол шпали по наскрізній поздовжній тріщині, що проходить через арматурні дроти в анкерній зоні. Узагальнена причина появи дефекту: недостатні фізико-механічні характеристики бетону).

Під час аналізу кількості випадків появи дефектів було встановлено, що найчастіше проявлялися дефекти, що пов'язані з недостатніми фізико-механічними характеристиками шпального бетону, що пов'язано з недотриманням технології виробництва залізобетонних залізничних шпал (застосування складових матеріалів для виготовлення шпального бетону, невірної термообробки шпали, корозією арматури через недостатню товщину захисного шару бетону тощо).

В період з 2008 по 2009 рр. була виконана заміна 481 дефектної залізобетонної шпали.

На рис. 9 показана діаграма частоти появи дефектів, що спостерігалася на вищезазначеній ділянці колії.

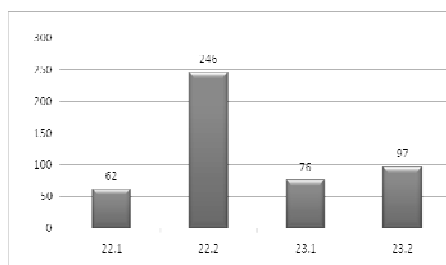


Рис. 9. Діаграма частоти появи дефектів залізобетонних залізничних шпал

На рис. 10 показана діаграма частоти появи дефектів залізобетонних шпал, відповідно до виробника, що їх виготовив.

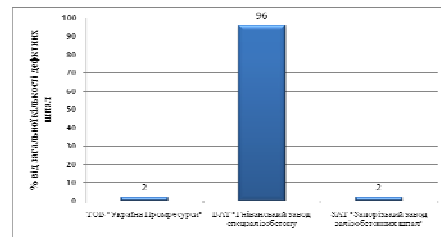


Рис. 10. Діаграма частоти появи дефектів залізобетонних залізничних шпал, в залежності від їх виробника

На рис. 11 наведено залежність кількості дефектних шпал від причини появи дефекту та заводу-виробника. Дані наведені для дефектних шпал, що були виявлені на Ізюмській дистанції колії в період з 2006 по 2010 рр.

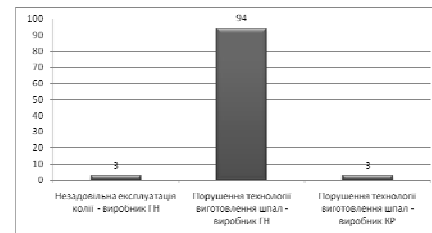


Рис.11. Залежність кількості дефектних шпал від причини появи дефекту та заводу-виробника. Дані наведені для дефектних шпал, що були виявлені на Ізюмській дистанції колії в період з 2006 по 2010 рр.

3. Перегон Ольшаниця-Карапиші Південно-Західної залізниці

На ділянці колії Ольшаниця – Карапиші, що знаходиться на Південно-Західній залізниці, спостерігалася поява дефектів залізничних залізобетонних шпал, та заміну їх у 2010 р. на нові. Всі шпали на ділянці колії були виготовлені на ВАТ «Гніванський завод спецзалізобетону» і вкладені у верхню будову колії у 2006 році. Згідно даних, що були надані фахівцями Південно-Західної залізниці, шпали мали наступні дефекти (згідно до Додатку Г табл. Г.1 «Класифікація дефектів і пошкоджень залізобетонних шпал типу Ш-1-1» ЦП-0150):

12.1 – Поперечні тріщини з розкриттям до 1 мм у середній частині шпали. Причиною виникнення даного дефекту є невірне обпирання шпали на баласт після укладання ланок, очистки щебеневі призми або внаслідок тривалої відсутності виправлення колії під час експлуатації: обпирання шпали серединою при струшених кінцях (тріщини зверху) або, навпаки, тільки при провислій (прогнутій) вниз на вели-

кій довжині середній частині шпали (тріщини знизу).

21.2 – Поздовжня тріщина з розкриттям до 3 мм, що проходить через отвір для закладних болтів. Причиною виникнення такого дефекту є передавання сил угону рейок на прикріплювачі при їхньому слабкому затягуванні.

22.2 – Розкол шпали по наскрізній поздовжній тріщині, що проходить через арматурні дротини. Причиною виникнення дефекту є розвиток мікротріщин у бетоні, які виникли через недостатню передатну міцність бетону, застосування матеріалів непридатних для виготовлення бетону для шпал, невірному режиму його термообробки. Корозія арматури через недостатню товщину і щільність шару бетону.

31.1 – Скол бетону на упорній кромці заглиблення в підрейковій площадці довжиною від 40 – 100 мм, глибиною від 10 – 20 мм. Причиною виникнення даного дефекту є відсутність, недостатня товщина, або невірне розміщення дерев'яних прокладок між рядами шпали при їхньому складуванні або транспортуванні. Удари по шпалах. Погане рихтування колії. Ослаблення затяжки закладних болтів. Знос бортиків шпальних прокладок.

На рис. 12 показана діаграма причин виникнення дефектів на даній ділянці колії.

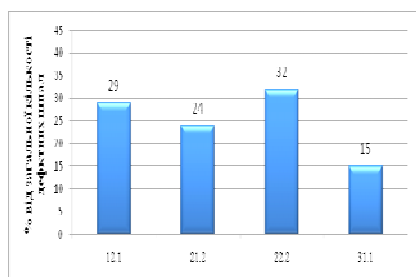


Рис. 12. Діаграма, що показує кількість залізобетонних залізничних шпал, які вийшли з ладу через виникнення вищезазначених дефектів на даній ділянці колії

4. Дніпропетровська дистанція колії Придніпровської залізниці.

Як піддослідна ділянка для отримання кількісних даних щодо частоти появи експлуатаційних дефектів, були обрані наступні ділянки залізниці: Дніпропетровськ – Дніпродзержинськ, Дніпропетровськ – Чаплине, станція Дніпропетровськ та станція Баглій. Для кожної з цих ділянок були проаналізовані данні, щодо виходу залізобетонних залізничних шпал з ладу, через виявлення в них одного чи декількох перерахованих вище дефектів за період часу, що складав 9 років (з 2000 по 2009 рр.).

Після обробки отриманих даних була побудована діаграма частоти появи різних видів експлуатаційних дефектів (рис. 13).

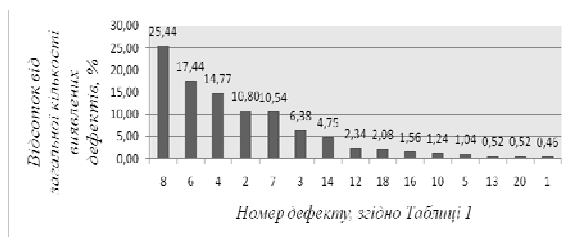


Рис. 13. Діаграма частоти появи різних видів дефектів шпал

З рис. 13 видно, що найбільш розповсюдженим видом дефектів є розкол шпали по наскрізній поздовжній тріщині, що проходить через арматурні дротини (приблизно 25 % від загальної кількості виявлених), який, в свою чергу, викликаний недостатніми фізико-механічними характеристиками бетону, як на стадії виготовлення шпали, так і на стадії її укладення у верхню будову колії. Основними причинами виникнення дефекту цього виду є: «культура» виробництва шпали; достатня товщина захисного шару бетону; якість використовуваних матеріалів для виготовлення бетонної суміші; правильність підбору складу бетону; якість перемішування, вкладання та вібрування бетонної суміші; вибором режиму її пропарювання. Якісний контроль усіх цих факторів дозволить значно зменшити частоту виникнення дефектів такого роду.

Другим найбільш поширеним експлуатаційним дефектом є розкол шпали до наскрізної поздовжньої тріщини з розкриттям понад 3 мм, що проходить через отвір для закладних болтів (приблизно 17 % від загальної кількості виявлених). Цей дефект можна віднести до таких, що виникли через неякісну експлуатацію колії. Для запобігання виникнення дефектів цього типу необхідно регулярно проводити діагностування та суцільне підтягування закладних болтів.

Третім та четвертим видами за кількістю виявлених дефектів є злам шпали в середній частині з руйнуванням бетону, розкриттям поперечної тріщини або розривом арматури та злам шпали в підрейковій частині з руйнуванням бетону, розкриттям поперечної тріщини або розривом арматури (відповідно 15 % та 11 % від загальної кількості виявлених). Ці дефекти шпал можуть виникнути як під час нового будівництва так і через незадовільну експлуатацію колії. Для запобігання прояву даного типу дефектів шпал необхідно проводити су-

цільне виправлення і піднімання колії з підбивкою шпал по всій довжини підрейкових частин, заміну непридатних зрівнювальних рейок або рейок ланкової колії, провести шліфування головки рейок шліфувальним поїздом, усунути провисання середньої частини шпал, засипати шпальні ящики баластом та перевірити планувальні прилади в колійних машинах для виключення підпору шпали всередині.

Також поширеним видом дефектів – є поздовжня тріщина з розкриттям до 3 мм, що проходить через арматурні дрітчини на торцях і в середині шпали (приблизно 10,5 % від загальної кількості виявлених). Цей дефект виникає через ті самі причини, що і розкол шпали по наскрізній поздовжній тріщині, через те справедливо буде казати, що і методи запобігання виникненню цього виду дефектів для них мають бути однаковими.

Менш поширеними експлуатаційними дефектами шпал є: поперечні тріщини з розкриттям до 1 мм у середній частині шпали ($\approx 6\%$ від загальної кількості виявлених дефектів, причина – незадовільна експлуатація колії); повне руйнування структури бетону на окремі складові (щебінь, розчин) з оголюванням арматури ($\approx 5\%$ від загальної кількості виявлених дефектів, причина – недостатні фізико-механічні характеристики матеріалів для виготовлення шпал); великі сколи бетону на ребрах і площадках шпали глибиною (h) понад 100 мм, котрі оголюють арматуру на довжині (l) понад 300 мм ($\approx 2\%$ від загальної кількості виявлених дефектів, причина – незадовільна експлуатація колії); нерівномірна виробка бетону глибиною (h) до 2 мм на підрейкових площадках у місцях обпирання зламаних підкладок ($\approx 1,5\%$ від загальної кількості виявлених дефектів, причина – незадовільна експлуатація колії); скол бетону по всій довжині (l) і висоті (h) упорної кромки, заглиблення в підрейковій площадці ($\approx 1,2\%$ від загальної кількості виявлених дефектів, причина – незадовільна експлуатація колії); поздовжня тріщина з розкриттям до 3 мм, що проходить через отвір для закладних болтів ($\approx 1\%$ від загальної кількості виявлених дефектів, причина – незадовільна експлуатація колії); безліч раковин на поверхні бетону, початок руйнування бетону (лущення) в межах товщини захисного шару бетону над арматурою ($\approx 0,5\%$ від загальної кількості виявлених дефектів, причина – недостатні фізико-механічні характеристики матеріалів для виготовлення шпал); неможливість витягування зі шпали пошкоджених закладних болтів внаслідок

затвердіння, засмічення в каналах шпали ($\approx 0,5\%$ від загальної кількості виявлених дефектів, причина – незадовільна експлуатація колії); поперечні тріщини з розкриттям до 1 мм у підрейковій частині шпали ($\approx 0,5\%$ від загальної кількості виявлених дефектів, причина – незадовільна експлуатація колії).

Таким чином, проаналізувавши усі виявлені дефекти можна стверджувати, що основними причинами їх виникнення – є незадовільна експлуатація колії та недостатні фізико-механічні характеристики матеріалів для виготовлення залізобетонних залізничних шпал.

На рис. 14 показано діаграму розподілу загальної кількості дефектів за двома вищезазначеними причинами.

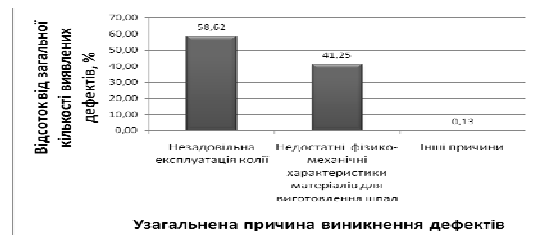


Рис. 14. Діаграма визначення причин виникнення дефектів залізобетонних залізничних шпал, під час їхньої експлуатації на Дніпропетровській дистанції колії ДП «Придніпровська залізниця»

В середині березня 2011 р. до Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В.Лазаряна надійшли дані, що наведені в колійних журналах Ізюмської дистанції колії, починаючи з 2006 р. Всі дефектні шпали були типу СБЗ.

На рис.15 наведені кількісні показники виходу з ладу залізобетонних шпал типу СБЗ і види дефектів, які спостерігалися при цьому.



Рис.15. Діаграма, що показує кількість дефектів одного типу від загальної (1266 шт., що зазначені в колійних журналах) та виробника дефектних шпал

Згідно класифікатора дефектів шпал Ш-1-1, який умовно приймається на залізницях України і для шпал типу СБЗ:

41.1 – Безліч раковин на поверхні бетону. Початок руйнування бетону (лущення) в межах захисного шару бетону над арматурою. Узагальнюючою причиною виникнення такого дефекту є порушення технології виготовлення

залізобетонних шпал. Спостерігається у 32 % випадків.

41.2 – Повне руйнування структури бетону на окремі складові (щебінь, розчин) з оголюванням арматури. Узагальнюючою причиною виникнення такого дефекту є порушення технології виготовлення залізобетонних шпал. Спостерігається приблизно у 28 % випадків.

32.1 – Сколювання бетону на ребрах і площинах шпали (крім упорних кромek) глибиною h не більше 60 мм з оголюванням арматури на довжині не більше 100 мм. Узагальнюючою причиною виникнення такого дефекту є незадовільна експлуатація колії. Спостерігається менше ніж у 1 % випадків.

32.2 – Великі сколювання бетону на ребрах і площинах шпали глибиною понад 100 мм, котрі оголюють арматуру на довжині понад 300 мм. Узагальнюючою причиною виникнення такого дефекту є незадовільна експлуатація колії. Спостерігаються менше ніж у 0,5 % випадків.

23.1 – Поздовжня тріщина з розкриттям до 3 мм, що проходить через арматурні дротини на торцях та в анкерній зоні шпали. Узагальнюючою причиною виникнення такого дефекту є порушення технології виготовлення залізобетонних шпал. Спостерігається у приблизно 7 % випадків.

23.2 – Розкол шпали по наскрізній поздовжній тріщині, що проходить через арматурні дротини в анкерній зоні. Узагальнюючою причиною виникнення такого дефекту є порушення технології виготовлення залізобетонних шпал. Спостерігається у приблизно 7 % випадків.

22.1 – Поздовжня тріщина з розкриттям до 3 мм, що проходить через арматурні дротини на торцях і в середині шпали. Узагальнюючою причиною виникнення такого дефекту є порушення технології виготовлення залізобетонних шпал. Спостерігається у приблизно 6 % випадків.

12.2 – Злом шпали в середній частині з руйнуванням бетону, розкриттям поперечної тріщини або розривом арматури. Узагальнюючою

причиною виникнення такого дефекту є незадовільна експлуатація колії. Спостерігаються менше ніж у 1 % випадків.

А також 22.2, що спостерігається у приблизно 16 % випадків та 12.1, що спостерігаються менше ніж у 1 % випадків.

На рис. 16 наведені дані, що показують кількість дефектів шпал з позначенням заводу-виробника і термін їх бездефектної експлуатації.

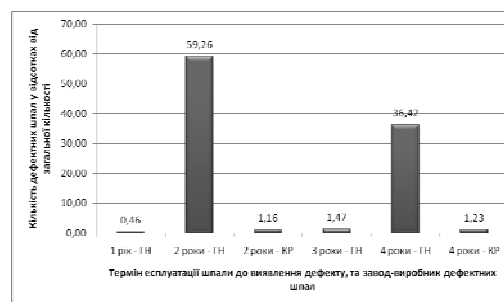


Рис. 16. Кількість дефектних шпал, що були виявлені на 1, 2, 3 та 4 роки експлуатації у відсотках від загальної кількості дефектних шпал та заводу-виробника

З рис. 16 видно, що майже 60 % від кількості дефектних шпал, що були вкладені у верхню будову колії на даній дистанції у 2006 році, вийшли з ладу на 2-ий рік експлуатації, що свідчить про порушення технології виготовлення шпал та застосування сировинних матеріалів, що непридатні для даного виробництва.

На рис. 16 наведені дані, що кількісно вказують на причини виникнення дефекту шпал, в залежності від заводу виробника.

Таким чином, з результатів аналізу видно, що руйнування залізобетонних шпал на Південній, Південно-Західній та Придніпровській залізницях обумовлено в основному технологічними недоліками їх виробництва.

Надійшла до редколегії 13.06.2011.

Прийнята до друку 27.06.2011.

В. Н. РУДАКОВ, Г. А. МОЛОДЧЕНКО, Д. В. АБРАКИТОВ (Харьковская национальная академия городского хозяйства)

НАНОТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ОЦЕНКИ НОРМАТИВНЫХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА В РАМКАХ ТЕОРИИ СКОЛЬЖЕНИЯ МИКРОПОЛЯРИЗОВАННОЙ СРЕДЫ (МПС) ПРИ ДОВЕРИТЕЛЬНОЙ ВЕРОЯТНОСТИ $V_{bkn} = (1 - 1,64 \times 0,135 \times 0,01 B_i)$

У рамках теорії ковзання мікрополяризованого середовища, розробленої В. Н. Рудаковим, і норм СНиП 2.03.01-84*, норм Росії СП 52-101-2003 і норм України ДБН В. 2.6-98:2009 розглянуті співвідношення фізико-механічних характеристик важкого бетону класів В20...В60 з метою аналітичного визначення кута ковзання ϕ і міцності R_{bm} . Кубічна міцність R_{bkn} визначена за значенням B_i з нормативною довірчою ймовірністю $V_{bkn} = (1 - 1,64 \times 0,135 \times 0,01 B_i)$. У результаті розрахунку маємо, відповідно класу бетону, кут $\phi \equiv 65...69^\circ$, а значення R_{bm} , у цілому, збіглися з нормативними для семи класів, а для класів В40 й В50 розбіжність склала, у кількісному вимірі 0,05 МПа, а в процентному близько 2 %. З огляду на змішаний характер руйнування бетону, зроблена спроба визначення опору зрізу R_{bsn} для бетону середньої міцності по формулі $R_{bsn} = R_{bm} \cdot \text{tg}\phi$. У підсумку результати наших розрахунків R_{bsn} практично збіглися з даними ранніх досліджень В. А. Бушкова, В. Я. Рутгерса і ін.

Ключові слова: бетон, фізико-механічні властивості, нанотехнології, мікрополяризоване середовище

В рамках теорії скользяния микрополяризованной среды, разработанной В. Н. Рудаковым, и норм СНиП 2.03.01-84*, норм России СП 52-101-2003 и норм Украины ДБН В.2.6-98:2009 рассмотрены соотношения физико-механических характеристик тяжелого бетона классов В20...В60 с целью аналитического определения угла скольжения ϕ и прочности R_{bm} . Кубиковая прочность R_{bkn} определена по значению B_i с нормативной доверительной вероятностью $V_{bkn} = (1 - 1,64 \times 0,135 \times 0,01 B_i)$. В результате расчета имеем, соответственно классу бетона, угол $\phi \equiv 65...69^\circ$, а значения R_{bm} , в целом, совпали с нормативными для семи классов, а для классов В40 и В50 расхождение составило, в количественном измерении 0,05 МПа, а в процентном около 2 %. Учитывая смешанный характер разрушения бетона, сделана попытка определения сопротивления срезу R_{bsn} для бетона средней прочности по формуле $R_{bsn} = R_{bm} \cdot \text{tg}\phi$. В итоге результаты наших расчетов R_{bsn} практически совпали с данными ранних исследований В. А. Бушкова, В. Я. Рутгерса и др.

Ключевые слова: бетон, физико-механические свойства, нанотехнологии, микрополяризованная среда

Within the framework of theory of sliding of the micro-polarized environment, developed by V.N. Rudakov, norms of СНиП 2.03.01-84*, norms of Russia СП 101-2003 and norms of Ukraine ДБН В.2.6-98:2009 correlations of physical-mechanical descriptions of heavy concrete of classes В20...В60 with the purpose of analytical determination of corner of sliding ϕ and durability R_{bm} . Cube durability R_{bkn} is certain by value B_i with normative confiding probability $V_{bkn} = (1 - 1,64 \times 0,135 \times 0,01 B_i)$. As a result of calculation have, according to the class of concrete, corner $\phi \equiv 65...69^\circ$, and value R_{bm} , on the whole, coincided with normative for seven classes, and for the classes of В40 and В50 divergence made, in the quantitative measuring 0,05 МПа, and in a percent about 2 %. Taking into account the mixed character of destruction of concrete, the attempt of determination of resistance the cut of R_{bsn} is done for the concrete of middle durability on a formula $R_{bsn} = R_{bm} \cdot \text{tg}\phi$. In the total the results of our calculations practically coincided with information of early researches of V. A. Bushkov, V. Y. Rutgers and other.

Keywords: concrete, physical-mechanical properties, nanotechnology, micropolarization environment

Современные несущие строительные конструкции должны обладать не только высокими эксплуатационными свойствами, но и должны быть рациональными по использованию прочности основных конструкционных материалов:

стали и бетона. Поэтому рациональное проектирование, в первую очередь, должно предусматривать поиск оптимальных физико-механических и геометрических характеристик несущих конструкций с целью обеспечения

минимальных материальных и трудовых затрат без снижения надёжности и долговечности конструкций [1].

По заключению авторитетных специалистов [2] будущая застройка крупнейших городов мира – за высотными зданиями, определяющими облик городской архитектуры, основным строительным материалом для которых планируется использовать, главным образом, железобетон.

В каркасах конструкционный железобетон обладает рядом преимуществ по сравнению с металлом. Так, например, теплопроводность бетона в 40 раз ниже, чем стали и, следовательно, стойкость к воздействию огня железобетонных конструкций намного выше металлических. При значительных ветровых нагрузках железобетонный каркас эффективнее рассеивает энергию колебания зданий, а более мощное сечение ядер жесткости существенно снижает уровень горизонтальных отклонений верха зданий.

Анализ разработанных методик и рекомендаций по расчёту сжатых сталежелезобетонных конструкций с нетрадиционной арматурой (например, сталежелезобетонных) позволяет сделать вывод об отсутствии современной теоретической базы для разработки методов расчёта рассматриваемых инженерных конструкций на прочность, которые наиболее полно, адекватно реальности раскрывали бы сопротивление конструкций внешним воздействиям.

И, в первую очередь, разработанные рекомендации не учитывают особенности механизма деформирования дискретных физических тел (в том числе и бетона), точное аналитическое описание которого возможно только с привлечением квантово-механических представлений [3-7].

Это, прежде всего, замена гипотетического сплошного материала реальным дискретным, представляющим собой совокупность полигонных координационных полиэдров – «искаженных» октаэдров [3, 5, 6, 8, 9]. «Искаженность» октаэдров выражена в их равномерном сжатии или растяжении вдоль главной оси симметрии 4. Для тетрагональной сингонии метрика сингонии характеризуется отношением c_n/a_n , где c_n – осевой отрезок вдоль главной оси 4, a_n – осевой отрезок вдоль нормали к плоскости симметрии [10]. Таким образом, основной структурный элемент кристаллического (поликристаллического) материала на уровне микроструктуры (наноизмерения) представляет

собой тетрагональную бипирамиду с важнейшим координационным числом «6» [3] и материальной константой

$$0 < \operatorname{tg} \varphi = \frac{c_n}{a_n} < \infty, \quad (1)$$

где φ – угол наклона плоских граней к основанию, в дальнейшем именуемый нами углом скольжения.

В связи с тем, что плоские грани бипирамиды аккумулируют экстремальный минимум боковой поверхностной энергии (принцип Гиббса-Кюри-Вульфа) [11], то взаимодействие соседних структурных элементов в процессе их смещения под нагрузкой происходит за счёт так называемого «зернограничного» проскальзывания.

Опять-таки, опираясь на реальные факты о направленности макроскопических плоскостей скольжения кристаллического тела относительно плоскости действия осевой нагрузки (осевое сжатие или растяжение) под «материальным» углом δ , (а не под углом $\alpha = 45^\circ$) [12] и электростатическую природу химической связи [3, 4, 6], принимаем, что в процессе деформирования физического тела образуются сложные механические и электрические взаимодействия как между структурными элементами, так и внутри них.

Результатом последующего смещения электрических зарядов, следуя Максвеллу [13], образуется магнитное поле с одновременным образованием дипольных (индуцированных) моментов, совместное действие которых приводит к ротации главной оси каждого структурного элемента всей совокупности, представляющей физическое тело, из случайных направлений одинаково по направлению главного вектора внешней нагрузки (в условиях простого нагружения).

Реальность ориентационной перестройки всей совокупности структурных элементов в момент приложения нагрузки подтверждена не только существованием линий Чернова-Людерса на поверхности деформируемых тел, но и условием обеспечения минимума энергетического уровня диполей за счёт реализации эффекта ориентационной поляризации [14].

Кстати, первым учёным, установившим зависимость электрических свойств физического тела от силовых факторов, был лорд Кельвин. В 1856 г. он открыл эффект изменения проводимости металла при деформации. И только 80 лет спустя это открытие нашло практическое

применение при разработке тензорезисторов [15].

Сохраняя постоянными соотношения инвариантных тензорных характеристик НДС [12, 15, 16, 17] независимо от типа модели реального кристаллического тела (КТ), нами на основе созданной модели микрополяризованной среды (терминология Ю. Н. Работнова [18]) в рамках вариационного исчисления разработана основная физико-механическая закономерность уровня НДС КТ при осевом нагружении (простое нагружение) в условиях цилиндрического напряжённого состояния вида

$$S_1 = \frac{2\sigma_0 \operatorname{tg}\Phi}{2}, \quad (2)$$

где S_1 – наибольшее девиаторное напряжение; σ_0 – среднее (гидростатическое) напряжение; Φ – материальная (физическая) константа.

При разработке (2) объемное напряжённое состояние создавалось от осевого нагружения материала путём наложения идеальной несвободной голономной связи [19], т.е. реальное КТ помещалось в гипотетическую цилиндрическую обойму с идеально гладкими и абсолютно жесткими стенками [20].

При этом процесс квазихрупкого разрушения бетона в запрёдном состоянии сопровождается разделением на отдельные части, а в равновесном состоянии (стадия предразрушения) критическая нагрузка $F_{кр}$ одновременно удовлетворяет как условию нормального отрыва, так и смещения (комбинированная схема разрушения) вдоль огибающей линий скольжения [21, 15] (контура подрастающей «магистральной» трещины). Подчеркнём, что «магистральная» трещина начнёт распространяться в момент достижения равенства

$$F \equiv F_{кр}. \quad (3)$$

С учётом исходных допущений, проанализируем аналогичный процесс макроразрушения стандартных бетонных куба и призмы [22]. Экспериментально доказано, что при осевом сжатии характер разрушения куба и призмы из бетона одинакового качества идентичен.

Когда уровень сопротивления разрушению достигнет предела прочности сжатию, кубик и призма скалываются по наклонным плоскостям и их боковые части отделяются. Авторы [23-25] подобный характер разрушения обуславливают влиянием сил трения, образующихся между опорными подушками пресса и торцами образ-

цов. Так как эти силы направлены внутрь образца (рис. 1), то они препятствуют свободному развитию поперечных деформаций бетона, создавая тем самым эффект обоймы. По мере удаления от торцов образца влияние этого эффекта уменьшается до минимума. В целом, считают они, разрушение при сжатии сопровождается преодолением сопротивления отрыву по продольным (параллельным направлению главного вектора внешних поверхностных сил) трещинам, тем самым разделяя мнение О. Я. Берга [26]. В качестве дополнительного аргумента они приводят угол наклона фактической поверхности разрушения к продольной оси призмы, который намного меньше 45° .

Рассматривая структуру бетона, ряд исследователей [23, 27] относят к определяющему параметру НДС бетона, влияющему на характер его разрушения, геометрические составляющие порового пространства (форму и размер округлых полостей и остроконечных трещин) на уровне микроструктуры.

Не исключая дефектов структуры бетона подобного рода и, не преуменьшая их влияние на работоспособность инженерных конструкций, мы всё-таки отнесём их рассмотрение в раздел вероятностных методов расчёта [28], так как все реальные конструкционные материалы обладают, в той или иной степени, пористостью.

Ради корректности решения задачи необходимо обосновать возможность применения методов ЛМР для теоретической модели бетона в рамках МПС. С этой целью, в первую очередь, сошлёмся на известную работу А. М. Фрейден-таля [28], которая посвящена статистическому подходу к хрупкому разрушению. Здесь им чётко обозначена область применимости ЛМР, основанная на идеализированном представлении реального твёрдого тела в образе однородной изотропной среды преимущественно упругого поведения.

В принятой нами модели реальное кристаллическое тело представляет собой дискретное физическое тело, состоящее из совокупности однородных структурных элементов, взаимодействующих между собой в напряжённом состоянии определенным образом. В результате этого в объеме тела и на его поверхности образуются особого рода структурные «повреждения» в виде развитых полос скольжения, либо зон незаконченного скольжения на границах структурных элементов или скопления линий скольжения (огигающих линий скольжения) на

внутренних границах жестких и пластических областей [21, 15, 12].

По заключению академика Ю. Н. Работнова [17] ЛМР должна рассматривать не только механику распространения трещины, но и механику любого другого реального процесса разрушения из всего возможного их разнообразия.

Поэтому представление о распространении трещины в нашей трактовке принято по Максвеллу [13]. Такой подход к определению предельного равновесного состояния (стадия предразрушения) нагруженного кристаллического тела в трехмерной постановке адекватен критическому состоянию внутреннего трения между плоскостями скольжения, преодоление которого наиболее полно соответствует разрушению бетона, приводящему к разрыву его вдоль линии раздела областей *A* и *B* (рис. 1).

Мы предполагаем, что вдоль линии раздела нормальное напряжение

$$\sigma_{bn} = f_1(R_k, R_b, \phi) \quad (4)$$

действует по нормали *n-n*, а касательное

$$\tau_{bc} = f_2(R_k, R_b, \phi) \quad (5)$$

непосредственно вдоль линии раздела.

Теперь предположим, что имеются некоторые предельные сопротивления на линии раздела (огibaющей линий скольжения): нормальное R_{bt} и касательное R_{bs} , при которых происходит разрыв со смещением. Трещина вдоль линии раздела распространяется только тогда, когда

$$\sigma_{bn} \equiv R_{bt}, \quad (6)$$

$$\sigma_{bs} \equiv R_{bs}, \quad (7)$$

$$R_{bsn} = R_{bt} \cdot \operatorname{tg} \phi, \quad (8)$$

где R_{bt} , R_{bsn} – пределы прочности бетона, эквивалентные соответственно пределу прочности при растяжении и сдвиге.

В науке о трении имеются результаты серьёзных исследований по установлению связи между силой сухого трения скольжения с физическими свойствами кристаллических тел [29]. Исследуя отдельные физические явления по трению несмазанных поверхностей, английские учёные Боуден и Лебен (лаборатория физической химии в Кембридже) [30] установили зависимость, аналогичную (8).

С учётом вышеизложенного, рассмотрим процесс разрушения при осевом раздавливании геометрически и физически подобных бетон-

ных образцов: стандартных куба и призмы [22]. Под действием осевой нагрузки

$$\sigma_c^* = R_k \text{ и } \sigma_c \equiv R_b,$$

где R_k , R_b – соответственно, кубиковая и призмочная прочность, образуются несквозные равновесные трещины вдоль огibaющих линий скольжения (линии раздела областей *A* и *B*) с плоскими взаимодействующими между собой берегами (см. рис. 1).

Для куба пластическое течение происходит в виде двух попарно пересекающихся под углом $2\phi > 90^\circ$ полос скольжения *cd* и c^*d , c_1d_1 и $c_1^*d_1$, т. е. здесь в «стеснённых» условиях образуются объёмные трещины, идущие от торцов к середине. Такие «притупленные» трещины [31] не являются «сквозными», они пересекаются в средней части образца на уровне срединной плоскости *XOY* образуя пластически деформированный (наклёпанный) приповерхностный слой толщиной $\delta_l > 0$. Поэтому здесь имеют место неравенства вида:

$$\sigma_{bn}^* > R_{bt}, \quad (9)$$

$$\tau_{bs}^* > R_{bs}. \quad (10)$$

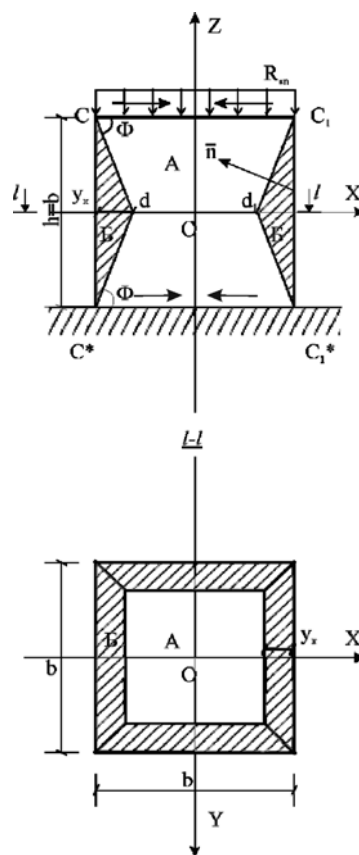


Рис. 1, а. Схема разрушения по I-типу бетонных образцов (кубов) при осевом сжатии

Разрушение призмы, напротив, происходит вдоль «сквозных», идущих от торца к торцу объёмных трещин SS^* и $S_1S_1^*$, пересекающихся в центре координатной системы $XUZY$ точке O , т. е. в «свободных» условиях.

В этом случае, толщина приповерхностного пластического слоя может быть принята нулевой, т.е. $\delta_f = 0$ и, следовательно, теперь, используя равенство (11)

$$T = T_0 + T_1, \quad (11)$$

где T_0 – удельная работа сил поверхностного натяжения [32, 33]; T_1 – удельная работа пластических деформаций; T – интегральная энергия; получим зависимости вида (6-8).

При пластическом течении результирующие напряжения R_{bz}^* и R_{bz} , соответственно для куба и призмы, могут считаться постоянными, причём с учётом (6-8, 9-10)

$$R_{bz}^* > R_{bz}. \quad (12)$$

По существующей методике их значения определяются опытным путём.

В механике разрушения важно знать и математические соотношения (условия автомодельности) между геометрическими параметрами магистральной (контурной) трещины и линейными размерами физического тела. Условия автомодельности, как известно [15], определяют степень корректности используемых силовых критериев ЛМР при переносе их с модельных (лабораторных) образцов (кубов или призм сечением $b \times b = 150 \times 150$ мм) на крупногабаритные элементы конструкций.

Для тяжёлого бетона (данного состава) определяющей инвариантной физической характеристикой, согласно модели МПС, является угол скольжения ϕ , автоматически регламентирующий эти соотношения. Однако, как показали результаты раздавливания геометрически и физически подобных призм и кубов, эти соотношения необходимо корректировать из-за несоответствия условий (6-8) условиям (9-10). Такой корректив мы предлагаем производить в рамках критерия «джей-интеграла» (J -критерия) Райса-Черепанова (не зависящего от пути интегрирования), который в преобразованном виде можно записать так:

$$J = A_k^* \cdot R_k = A_b^* \cdot R_b = G_f = \text{const}, \quad (13)$$

где A_k^* , A_b^* – поверхность разрушения на плоскости ХОУ при раздавливании соответственно

кубика и призмы (см. рис. 1); G_f – сила сопротивления продвижению трещины [17, 34, 7].

При $A_k^* > A_b^*$; $R_k > R_b$; $A_b^* = A_{\max}$; $A_k^* = A_{\min}$;

$R_k = R_b^*$ тождество (13) примет вид

$$\frac{R_b^*}{R_b} = \frac{A_{\max}^*}{A_{\min}^*}. \quad (14)$$

Полагая

$$\frac{R_k}{R_b} = t, \quad (15)$$

$$A_{\max}^* = b^2, \quad (16)$$

$$A_{\min}^* = b^2 - (b - 2y_k)^2 = b^2 (2\text{tg}\phi - 1) / \text{tg}^2\phi, \quad (17)$$

$$y_k = \frac{b}{2\text{tg}\phi} \quad (18)$$

и преобразуя (14), получим

$$t = \text{tg}^2\phi / (2\text{tg}\phi - 1), \quad (19)$$

$$\text{tg}\phi = t + \sqrt{t \cdot (t - 1)}. \quad (20)$$

При выводе уравнений (19) и (20) в качестве эталона принята призма (рис. 1, б), для которой $R_b = \min$. Следуя стандарту [22] и используя (20), приводим данные по определению угла ϕ для тяжёлого бетона: при $t = 1,25$ $\phi \equiv 61,07^\circ$; $t = 1,3 \rightarrow \phi \equiv 62,54^\circ$; $t = 1,4$ $\phi \equiv 65,04^\circ$; $t = 1,5$ $\phi \equiv 67,09^\circ$; $t = 1,6$ $\phi \equiv 68,8^\circ$; которые практически соответствуют опытным данным [25, 35, 36].

В качестве классической апробации разработанной теории исследуем соотношения основных прочностных характеристик конструкционного бетона в рамках строительных норм бывшего Союза СНиП 2.03.01-84*, норм России СП 52-101-2003 и норм Украины ДБН В.2.6-98:2009.

Учитывая стабильность нормативных кубиковой и призмной прочности для всех классов конструкционного бетона, в рамках приведенных выше строительных норм, нами исследуется уровень осевого сопротивления растяжению R_{btm} , который, напротив, не является постоянным.

При этом аналитическая оценка фактического уровня осевого сопротивления растяжению R_{btm} производится исходя из комбинированного (смешанного) характера разрушения

центрально сжатых бетонных образцов-призм по зависимости

$$R_{btm} = 0,5 R_{bn} \cos^2 \phi, \quad (21)$$

которая следует из условия равновесия проекций всех сил на нормаль $\bar{n}$ (см. рис. 1, б), приложенных к боковым граням правильной тетрагональной пирамиды $OSS_1S_2S_3$ и к ее верхнему основанию $SS_1S_2S_3$.

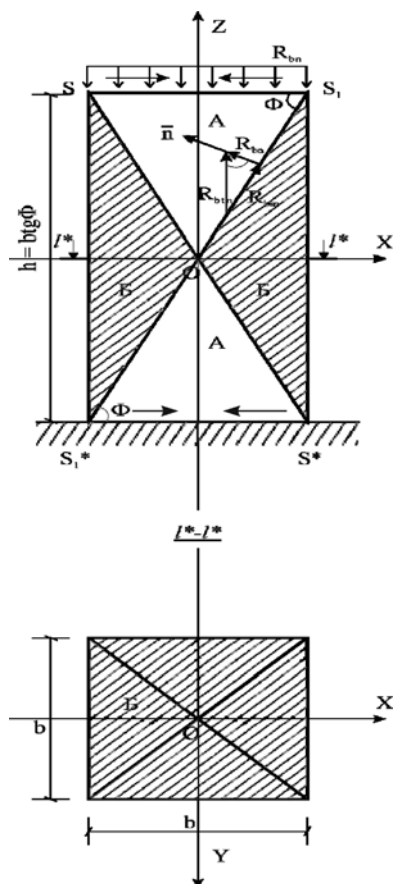


Рис. 1, б. Схема разрушения по I-типу бетонных образцов (призм) при осевом сжатии

Результаты обработки нормативных характеристик тяжёлых бетонов классов В20...В60 с использованием нормативной доверительной вероятности $V_{bkni} = (1 - 1,64 \times 0,135 \times 0,01 B_i)$, где B_i – нормативный класс бетона, согласно СНиП 2.03.01-84*, СП 53-101-2003 и ДБН В.2.6-98:2009 сведены, соответственно, в табл. 1, 2 и 3.

Здесь нормативная доверительная вероятность V_{bkni} принята для оценки кубиковой прочности бетона R_{bkni} , т. е. из выражения

$$B_i = R_{bkni} (1 - 1,64 \times 0,135 \times 0,01 B_i) \quad (22)$$

легко получим значение исходной кубиковой прочности

$$R_{bkni} = B_i / (1 - 1,64 \times 0,135 \times 0,01 B_i). \quad (23)$$

Так как аналитические результаты по определению нормативного сопротивления осевому растяжению R_{btm} конструкционного бетона практически совпали с нормативными, т. е. полностью совпали для 7 классов: В20, В25, В30, В35, В45, В55 и В60, а для классов В40 и В50 расхождение составило: в количественном измерении 0,05 МПа, а в процентном, соответственно, 2,38 % и 2,04 %, то можно сделать следующие выводы.

В связи с тем, что аналитические результаты по определению сопротивления осевому растяжению тяжелого бетона R_{bsn} , приведённые в табл. 1, 2 и 3, получены в рамках теории скольжения МПС, то можно сделать заключение о характере разрушения тяжелого бетона при осевом сжатии. Он может быть только смешанным (одновременно за счет отрыва и среза).

А учет такого фактора позволяет уже говорить о необходимости переработки нормативного документа ДБН В.2.6-98:2009 в связи с признанием в качестве важнейшей прочностной характеристики конструкционного бетона – сопротивления срезу R_{bsn} (8). Тем более что такие попытки предпринимались неоднократно.

Поэтому нами в рамках теории скольжения МПС приводится здесь оценка результатов ранних исследований известных специалистов Зейболда [25, 35], Мора [36], Б. Г. Скрамтаева [37] и В. Я. Рутгерса [38] по определению сопротивления срезу R_{bsn} .

В качестве исходного материала принят конструкционный бетон пяти классов: В10, В15, В20, В25 и В30, для которого по данным наших исследований среднее значение сопротивления срезу составляет: $\langle R_{bsn} \rangle = 0,19 R_{bn}$, а средний угол скольжения $\langle \phi \rangle = 65,29^\circ$. Ниже приведены авторские аналитические разработки для оценки сопротивления срезу тяжелого бетона:

Зейболда [25, 35]:

$$R_{bsn} = 0,75 \sqrt{R_{btm} \cdot R_{bn}}, \quad (24)$$

которая с учетом (21) легко преобразуется в вид

$$R_{bsn} = 0,75 \sqrt{0,5 R_{bn} \cdot \cos^2 \phi \cdot R_{bn}} = 0,53 R_{bn} \cos \phi \quad (25)$$

и Мора [36]:

$$R_{bsn} = 0,5 \sqrt{R_{btm} \cdot R_{bn}}, \quad (26)$$

которая после подстановки значений кубиковой прочности (R_{bkn}) и прочности на осевое растяжение R_{bni} (21) примет вид:

$$R_{bsn} = 0,5 \sqrt{0,5 R_{bn} \cdot \cos^2 \phi \cdot 1,42 R_{bn}} \equiv \equiv 0,421 R_{bn} \cos \phi. \quad (27)$$

Таблица 1

Альтернативные физико-механические характеристики конструкционного бетона в рамках теории скольжения МПС В. Н. Рудакова и СНиП 2.03.01-84* по результатам осевого сжатия стандартных образцов при нормативной доверительной вероятности $V_{bkni} = (1-1,64 \times 0,135 \times 0,01 B_i)$

№ п/п	Наименование характеристики	Обос- нование	Классы конструкционного (тяжелого) бетона								
			B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Нормативная доверительная вероятность $V_{bkni} = (1-1,64 \times 0,135 \times 0,01 B_i)$	нормы	0,9557	0,9447	0,9336	0,9225	0,9114	0,900	0,8893	0,8782	0,8672
2	Исходная кубиковая прочность R_{bkni} , МПа	нормы	20,93	26,47	32,13	37,94	43,89	49,98	56,22	62,63	69,19
3	Призменная прочность R_{bni} , МПа	нормы	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
4	Коэффициент $f_i = R_{bkni}/R_{bni}$	авторы	1,3953	1,4308	1,4605	1,4878	1,5135	1,562	1,5617	1,5856	1,6091
5	Угол скольжения ϕ_i , град	авторы	64,93	65,71	66,32	66,86	67,34	68,19	68,19	68,58	68,96
6	Прочность при осевом растяжении $R_{btmi} (R_{btmi}^*)$, МПа	нормы	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
		авторы	1,35	1,55	1,75	1,95	2,15	2,20	2,50	2,65	2,75
7	Расхождение, % $[\Delta] = \frac{R_{btmi} - R_{btmi}^*}{R_{btmi}} \times 100$	авторы	3,57	3,13	2,78	0	2,38	0	8,70	11,42	10,00
8	Среднее расхождение $[< \Delta >] = \frac{\sum [\Delta]}{n}, \%$	авторы	1,98						10,04		

Таблица 2

Альтернативные физико-механические характеристики конструкционного бетона в рамках теории скольжения МПС В. Н. Рудакова и норм России СП-52-101-2003 по результатам осевого сжатия стандартных образцов при нормативной доверительной вероятности $V_{bkni} = (1-1,64 \times 0,135 \times 0,01 B_i)$

№ п/п	Наименование характеристики	Обос- нование	Классы конструкционного (тяжелого) бетона								
			B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Нормативная доверительная вероятность $V_{bkni} = (1-1,64 \times 0,135 \times 0,01 B_i)$	нормы	0,9557	0,9447	0,9336	0,9225	0,9114	0,900	0,8893	0,8782	0,8672

Продолжение таблицы 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	Исходная кубиковая прочность R_{bkni} , МПа	нормы	20,93	26,47	32,13	37,94	43,89	49,98	56,22	62,63	69,19
3	Призменная прочность R_{bni} , МПа	нормы	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
4	Коэффициент $f_i = R_{bkni}/R_{bni}$	авторы	1,3953	1,4308	1,4605	1,4878	1,5135	1,562	1,5617	1,5856	1,6091
5	Угол скольжения ϕ_i , град	авторы	64,93	65,71	66,32	66,86	67,34	68,19	68,19	68,58	68,96
6	Прочность при осевом растяжении $R_{btmi} (R_{btmi}^*)$, МПа	нормы	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25	2,45	2,60	2,75
		авторы	1,35	1,55	1,75	1,95	2,15	2,20	2,50	2,65	2,75
7	Расхождение, % $[\Delta] = \frac{R_{btmi} - R_{btmi}^*}{R_{btmi}} \times 10$	авторы	0	0	0	0	2,38	2,22	2,04	1,92	0
8	Среднее расхождение $[<\Delta>] = \frac{\Sigma[\Delta]}{n}$, %	авторы	0,95								

Таблица 3

Альтернативные физико-механические характеристики конструкционного бетона в рамках теории скольжения МПС В. Н. Рудакова и норм Украины ДБН В.2.6-98:2009 по результатам осевого сжатия стандартных образцов при нормативной доверительной вероятности $V_{bkni} = (1-1,64 \times 0,135 \times 0,01B_i)$

№ п/п	Наименование характеристики	Обоснование	Классы конструкционного (тяжелого) бетона								
			B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Нормативная доверительная вероятность $V_{bkni} = (1 - 1,64 \times 0,135 \times 0,01B_i)$	нормы	0,9557	0,9447	0,9336	0,9225	0,9114	0,900	0,8893	0,8782	0,8672
2	Исходная кубиковая прочность R_{bkni} , МПа	нормы	20,93	26,47	32,13	37,94	43,89	49,98	56,22	62,63	69,19
3	Призменная прочность R_{bni} , МПа	нормы	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
4	Коэффициент $f_i = R_{bkni}/R_{bni}$	авторы	1,3953	1,4308	1,4605	1,4878	1,5135	1,562	1,5617	1,5856	1,6091
5	Угол скольжения ϕ_i , град	авторы	64,93	65,71	66,32	66,86	67,34	68,19	68,19	68,58	68,96
6	Прочность при осевом растяжении f_{ctmi} , МПа	нормы	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1
	то же, $R_{btmi}^* = 0,7 f_{ctm}$, МПа	нормы	1,35	1,55	1,80	1,95	2,10	2,25	2,45	2,65	2,85

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	то же, R_{bni}^{**} , МПа	авторы	1,35	1,55	1,75	1,95	2,15	2,20	2,50	2,65	2,75
7	Расхождение, % $[\Delta] = \frac{R_{bni} - R_{bni}^*}{R_{bni}} \times 100$	авторы	0	0	2,78	0	2,38	2,22	2,04	0	3,51
8	Среднее расхождение $[\langle \Delta \rangle] = \frac{\Sigma[\Delta]}{n}, \%$	авторы	1,44								

При среднем значении угла скольжения бетона $\langle \phi \rangle = 65,29^\circ$, среднее сопротивление срезу бетона $\langle R_{bsn} \rangle$, согласно формулам (25) и (27), соответственно, будет равно: $\langle R_{bsn} \rangle = 0,222R_{bn}$ и $\langle R_{bsn} \rangle = 0,176R_{bn}$.

По данным Б. Г. Скрамтаева [37] при принудительном срезе бетона по способу профессора А. А. Гвоздева, т.е. без возможности разрушения бетона вдоль плоскостей скольжения, среднее опытное сопротивление срезу составило $\langle R_{bsn} \rangle = 0,235R_{bn}$.

Здесь несколько повышенное значение R_{bsn} можно объяснить путем сравнения характера разрушения монокристалла и поликристалла, т.е. с микроструктурной точки зрения разрушение может происходить либо через внутренние области зерен, либо по границам зерен [39].

По В. Я. Рутгерсу [38] среднее сопротивление срезу для тяжелого бетона средней прочности может быть принято равным $\langle R_{bsn} \rangle = S \cdot R_{bn} = 0,17R_{bn}$. В итоге среднее статистическое значение $\langle R_{bsn}^* \rangle$ для рассматриваемых классов тяжелого бетона составило:

1. При учете результатов опытных исследований Б. Г. Скрамтаева [37]:

$\langle R_{bsn}^* \rangle = (0,222R_{bn} + 0,176R_{bn} + 0,235R_{bn} + 0,17R_{bn})/4 = 0,20R_{bn}$, а среднее расхождение между результатами наших исследований и независимых составило

$$\Delta = \frac{0,19R_{bn} - 0,20R_{bn}}{0,19R_{bn}} \times 100\% = 5,26\%.$$

2. То же, но без учета результатов опытных исследований Б. Г. Скрамтаева [37]:

$$\langle R_{bsn}^* \rangle = \frac{(0,222R_{bn} + 0,176R_{bn} + 0,17R_{bn})}{3} =$$

$= 0,19R_{bn}$, т.е. практически совпало с результатами наших исследований.

В заключение нами предлагаются две дополнительные таблицы, табл. 4, в которую включены материалы, подготовленные для ТУ и Н-39 [35] и табл. 5, в которой приведены материалы наших исследований. И в этом случае, что можно было и ожидать, аналитические соотношения по оценке сопротивления бетона срезу, приведенные в табл. 4 и 5, практически совпадают.

Таблица 4

Нормативное сопротивление срезу R_{bsn} конструкционного (тяжелого) бетона в рамках приложения к ТУ и Н 1939 г. (данные проф. В. А. Бушкова [35])

Нормативная кубиковая прочность R_{kn} , кгс/см ²	140	170	200	250	300	350
Нормативное сопротивление срезу R_{bsn} , кгс/см ²	19	22	25	29	33	38
$f_2 = R_{bsn} / R_{kn}$	0,136	0,13	0,125	0,116	0,11	0,109
$\langle f_2 \rangle = \Sigma f_2 / n$	0,726/6 = 0,121					
$R_{kn}^{\max} / R_{kn}^{\min}$	350/140 = 2,50					
$f_2^{\min} / f_2^{\max}$	0,109/0,136 = 0,80					

Таблица 5

**Нормативное сопротивление срезу R_{bsn}
конструкционного (тяжелого) бетона классов
B20...B45 в рамках теории скольжения МПС
В. Н. Рудакова (см. табл. 1) по результатам
осевого сжатия стандартных образцов**

«Нормативная» кубиковая прочность R_{kn}^* , МПа	21	26,5	32	38	44	50
«Нормативное» сопротивление срезу R_{bsn} , МПа	2,9	3,45	4,0	4,55	5,15	5,5
$f_2 = R_{bsn} / R_{kn}$	0,138	0,13	0,125	0,12	0,117	0,11
$\langle f_2 \rangle = \Sigma f_2 / n$	0,740/6 = 0,123					
$R_{kn}^{\max} / R_{kn}^{\min}$	50/21 = 2,38					
$f_2^{\min} / f_2^{\max}$	0,11/0,138 = 0,80					

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Лучко, Й. Й. Методи оцінки несучої здатності і підвищення тріщиностійкості залізобетонних елементів конструкцій [Текст]. – Львів: Слово і комерція, 1997. – 435 с.
2. Ресин, В. И. Железобетон в Московском строительстве – ступень вверх [Текст]. / В. И. Ресин // Бетон и железобетон – пути развития: науч. тр. 2-ой Всеросс. (Международн.) конф. по бетону и железобетону (5-9 сентября 2005 г. Москва): в 5-ти томах. – Т. 1.: Пленарные доклады. – М.: Дипак, 2005. – С. 9-12.
3. Коттон, Ф. Основы неорганической химии [Текст] / Ф. Коттон, Дж. Уилкинсон; перевод с англ. – М.: Мир, 1979. – 678 с.
4. Кузьмичев, В. Е. Законы и формулы физики [Текст] / отв. ред. В. К. Тартаковский. – К.: Наук. думка, 1989. – 864 с.
5. Нагакура, С. Введение в квантовую химию [Текст] / С. Нагакура, Т. Накадзима; перевод с англ. – М.: Мир, 1982. – 264 с.
6. Полинг, Л. Общая химия [Текст] / Л. Полинг; перевод с англ. – М.: Мир, 1974. – 848 с.
7. Черепанов, Г. М. Механика разрушения [Текст] / Г. М. Черепанов. – М.: Наука, 1974. – 640 с.
8. Скопенко, В. В. Координаційна хімія [Текст] / В. В. Скопенко, Л. І. Саранський. – К.: Либідь, 1997. – 336 с.
9. Шестой международный конгресс по химии цемента [Текст]: в 3 т. / под общей ред. А. С. Болдырева. – Т.1.: Химия цементного клинкера. – М.: Стройиздат, 1976. – 311 с.; Т. 2: Гидратация и твердение цемента. Кн. 2. – М.: Стройиздат, 1976. – 224 с.

10. Шаскольская, М. П. Кристаллография [Текст]: учебн. для вузов. / М. П. Шаскольская. – М.: «Высшая школа», 1976. – 391 с.
11. Костов, И. Кристаллография [Текст] / И. Костов; перевод с болг. – М.: Мир, 1965. – 528 с.
12. Надаи, А. Пластичность и разрушение твердых тел [Текст] / А. Надаи; перевод с англ. – М.: ИЛ, 1954. – 647 с.
13. Максвелл, Дж. К. Трактат об электричестве и магнетизме [Текст]: в 2-х т./ Дж. К. Максвелл; перевод с англ. – М.: Наука, 1989. – Т. 1. – 410 с.; Т. 2. – 436 с.
14. Уэрт, Ч. Физика твердого тела [Текст] / Ч. Уэрт, Р. Томсон; перевод с англ. – М.: Мир, 1969. – 559 с.
15. Панасюк, В. В. Основы механики разрушения [Текст]: Т. 1 / В. В. Панасюк, А. Е. Андрейкив, В. З. Партон. – К.: Наук. думка, 1988. – 488 с.
16. Писаренко, Г. С. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии [Текст] / Г. С. Писаренко, А. А. Лебедев. – К.: Наук. думка, 1976. – 416 с.
17. Работнов, Ю. Н. Механика деформируемого твердого тела [Текст] / Ю. Н. Работнов. – М.: Наука, 1979. – 744 с.
18. Работнов, Ю. Н. Введение в механику разрушения [Текст] / Ю. Н. Работнов. – М.: Наука, 1987. – 80 с.
19. Лойцянский, Л. Г. Курс теоретической механики [Текст]: в 2 т. Т. 2. Динамика / Л. Г. Лойцянский, А. И. Лур'е. – М.: Наука, 1983. – 640 с.
20. Рудаков, В. Н. О механизме деформирования кристаллического (поликристаллического) квазиизотропного тела в рамках атомистического мировоззрения [Текст] / В. Н. Рудаков // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: зб. наук. праць. – Вип. 6. – Львів: Каменяр, 2005. – С. 127-139.
21. Качанов, Л. М. Основы теории пластичности [Текст] / Л. М. Качанов. – М.: Наука, 1969. – 420 с.
22. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам [Текст]. – М.: Госстрой СССР.: ЦИТП, 1990. – 42 с.
23. Гольшев, А. Б. Железобетонные конструкции [Текст] / А. Б. Гольшев и др. – К.: Логос, 2001. – 420 с.
24. Гончаров, И. Г. Прочность каменных материалов в условиях различных напряженных состояний [Текст] / И. Г. Гончаров. – М. – Л.: Госстройиздат, 1960. – 124 с.
25. Столяров, Я. В. Введение в теорию железобетона [Текст] / Я. В. Столяров. – М.-Л.: Стройиздат Наркомстроя, 1941. – 448 с.
26. Берг, О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона [Текст] / О. Я. Берг. – М.: Госстройиздат, 1962. – 96 с.
27. Зайцев, Ю. В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушений [Текст] / Ю. В. Зайцев. – М.: Стройиздат, 1982. – 196 с.

28. Фрейденталь, А. М. Статистический подход к хрупкому разрушению [Текст] / А. М. Фрейденталь // Разрушение. Ред. Г. Либовиц. Т.2. Математические основы теории разрушения: перевод с англ. – М.: Мир, 1975. – С. 616-645.
29. Крагельский, И. В. Развитие науки о трении [Текст] / И. В. Крагельский, В. С. Щедров. – М.: АН СССР, 1956. – 236 с.
30. Bowden, F. P. Nature of sliding and analysis of friction [Текст] / F. P. Bowden, L. Leben // Proc. Of Royal Soc, Ser A, 1939. – P. 169-371.
31. Авербах, Б. Л. Некоторые физические аспекты разрушения [Текст] / Б. Л. Авербах // Разрушение. Ред. Г. Либовиц. Т.1. Микроскопические и макроскопические основы механики разрушения: перевод с англ. – М.: Мир, 1973. – С. 471-504.
32. Баренблатт, Г. И. Математическая теория равновесных трещин, образующихся при хрупком разрушении [Текст] / Г. И. Баренблатт. – ПМТФ, 1961. – № 4. – С. 3-56.
33. Гохштейн, А. Я. Поверхностное натяжение твердых тел и адсорбция [Текст] / А. Я. Гохштейн. – М.: Наука, 1976. – 400 с.
34. Райс, Дж. Математические методы в механике разрушения [Текст] / Дж. Райс // Разрушение. Т. 2. Математические основы теории разрушения: пер. с англ. – М.: Мир, 1975. – с. 204-335.
35. Бушков, В. А. Железобетонные конструкции [Текст] / В. А. Бушков. – Ч. 1. – М.: ГИСЛ, 1940. – 159 с.
36. Залигер, Р. Железобетон. Его расчет и проектирование [Текст] / Р. Залигер: перевод с немецк. – изд. пятое. – М.-Л.: ГНТИ, 1931. – 671 с.
37. Скрамтаев, Б. Г. Исследование прочности бетона и пластичности бетонной смеси [Текст]: диссертация. – М.: ЦНИИПС и ВИА РККА им. В. В. Куйбышева. – 223 с.
38. Рутгерс, В. Я. Теория прочности бетона при сжатии [Текст] / В. Я. Рутгерс. – М.-Л.: Строиздат Наркомстроя, 1939. – 79 с.
39. Екобори, Т. Физика и механика разрушения и прочности твердых тел [Текст] / Т. Екобори: перевод с англ. – М.: Металлургия, 1971. – 264 с.

Поступила в редколлегию 28.04.2011.

Принята к печати 11.05.2011.

О. В. СЕМКО, А. В. ГАСЕНКО, Д. М. ЛАЗАРЄВ, Ю. О. АВРАМЕНКО (Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка)

ОСОБЛИВОСТІ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЛЕГКИХ СТАЛЕВИХ ТОНКОСТІННИХ КОНСТРУКЦІЙ

В роботі представлено результати комп'ютерного моделювання методом скінчених елементів коротких тонкостінних сталевих стійок С-подібного перерізу. Проаналізовано напружено-деформований стан легких сталевих тонкостінних конструкцій та виконано порівняння експериментальних результатів з результатами комп'ютерного моделювання.

Ключові слова: скінчений елемент, переріз, напружено-деформований стан, тонкостінна конструкція

В работе представлены результаты компьютерного моделирования методом конечных элементов коротких тонкостенных стальных стоек С-образного сечения. Проанализировано напряженно-деформированное состояние легких стальных тонкостенных конструкций и выполнено сравнение экспериментальных результатов с результатами компьютерного моделирования.

Ключевые слова: конечный элемент, сечение, напряженно-деформированное состояние, тонкостенная конструкция

This publication contains results of computer simulation by finite element method of short cold-formed light-gauge C section columns. The strained-and-stressed state of light steel thin-walled structures is analyzed and the experimental results are compared with the results of computer simulations.

Keywords: finite element, strained-and-stressed state, thin-walled structures, columns

Постановка проблеми в загальному вигляді

Широке застосування сучасних матеріалів і вдосконалювання деформативно-міцнісних характеристик традиційних конструкційних матеріалів сприяють інтенсивному використанню в різних галузях техніки, у тому числі й будівництві, економічних легких тонкостінних конструкцій.

Технологія легких сталевих тонкостінних конструкцій (ЛСТК) досить давно та успішно застосовується в країнах Заходу, а також набуває все більшої популярності в Україні. Найбільш поширеним та ефективним є використання таких конструкцій для будівництва малоповерхових житлових та громадських будівель, універсальних виробничих будівель, для зведення мансардних поверхів. Також можливе застосування ЛСТК у складі традиційних будівельних систем, наприклад, для влаштування покрівлі або навісних вертикальних огорожуючих конструкцій.

Даний тип конструкцій виготовляється переважно із холодногнутих або холоднокатаних сталевих оцинкованих профілів. Серед найбільш застосовуваних типів перерізів можна виділити С-подібний (застосовується здебільшого у несучих конструкціях перекриттів та

стіл), Z-подібний, омега-подібний (використовуються переважно у якості прогонів покриттів). Але використання цих профілів в несучих конструкціях має деякі особливості, пов'язані з тонкостінністю та формою перерізу, насамперед, через можливість втрати стійкості при подовжньому стисканні.

Значення розрахунків на стійкість для розглянутих конструкцій в загальних розрахунках на міцність істотно зросло, оскільки руйнування таких будівельних конструкцій дуже часто пов'язане з втратою загальної стійкості або стійкості їхніх окремих конструктивних елементів – місцевої втрати стійкості.

Аналіз останніх досліджень і публікацій по цій проблемі

У нашій країні та за кордоном вчені приділяють значну увагу як загальним підходам і методам досліджень стійкості тонкостінних конструкцій, так і ряду окремих задач розрахунку на стійкість, тонкостінних стрижнів, підкріплених пластин, оболонок та ін. [1, 5, 7]. Особливо інтенсивний розвиток отримали різні чисельні методи розрахунку конструкцій на стійкість, орієнтовані на застосування сучасної комп'ютерної техніки й потужних програмно-обчислювальних комплексів.

Саме тому дослідження напружено-деформованого стану (НДС), виявлення запасів міцності є актуальною задачею. Використання комп'ютерного моделювання за допомогою пакетів комерційних програм дозволяє зменшити кількість натурних випробувань конструкцій. При зіставленні експериментальних даних з чисельними можна судити про достовірність отриманих результатів [2].

Метою дослідження є аналіз С-подібних холоднокатаних тонкостінних профілів з використанням методу скінчених елементів (МСЕ), визначення особливостей їх роботи та порівняння отриманих результатів з експериментальними дослідженнями.

Виклад основного матеріалу

В останні десятиріччя, завдяки інтенсивному розвитку чисельних методів розрахунку й сучасної комп'ютерної техніки, дослідники одержали досить потужні засоби та інструменти для рішення різних задач міцності й стійкості конструкцій, які раніше не могли бути вирішені або одержували наближені рішення. Аналіз конструкцій з використанням МСЕ є в даний час фактично світовим стандартом для розрахунків на міцність, стійкість та інших розрахунків конструкцій. Основою для цього є універсальність МСЕ, який дозволяє єдиним способом розраховувати різні конструкції з різними властивостями матеріалу. Даний метод реалізований у різних універсальних програмно-обчислювальних комплексах, розроблених вітчизняними й закордонними авторами. Ці комплекси дозволяють вирішувати складні задачі міцності та стійкості конструкцій з урахуванням реальних умов їхньої експлуатації та за рахунок згущення сітки розбивки моделей на скінченні елементи (СЕ) одержувати результати, що максимально наближаються до точних рішень. При цьому, що досить важливо, вони дозволяють оцінювати збіжність і точність рішення шляхом порівняння результатів при різних густоті сітки СЕ.

Моделювання НДС зразків було виконано в системі NASTRAN (NAsa STRuctural ANalysis). Ця програма скінчено-елементного аналізу розроблена компанією MacNealSchwendler Software – MSC Software Corporation визнаною однією з лідерів у даному напрямку із-за повного огляду явищ різної фізичної природи: міцність, стійкість, теплофізика з можливістю вирішення складених задач, які об'єднують всі перераховані види [6].

Геометричні моделі досліджуваних зразків створювалися безпосередньо в підпрограмі Femap. Обов'язково виконувався контроль геометричних характеристик створеного плоского перерізу. У результаті порівняння геометричних характеристик модельованого перерізу та даних із сортаменту [3] виявлено, що відхилення між ними складає до 0,5 %, що в межах допусків на прокат.

Матеріал моделі задавався як ізотропний. Всі властивості матеріалу задавалися у вигляді скалярних величин. Для визначення фізико-механічних характеристик сталі були виготовлені експериментальні зразки, що представляли собою металеві смужки, вирізані з випробуваних профілів, згідно [ГОСТ 11701-84]. За результатами випробувань встановлені фізико-механічні характеристики сталі. Для зразків товщиною 1 мм: нормативний опір за межею плинності $R_{yn} = 37,0 \text{ кН/см}^2$, тимчасовий опір $R_{un} = 46,0 \text{ кН/см}^2$. Для зразків товщиною 0,75 мм: нормативний опір за межею плинності $R_{yn} = 65,5 \text{ кН/см}^2$, тимчасовий опір $R_{un} = 66,5 \text{ кН/см}^2$.

При виборі типу та розмірів скінчених елементів на які розбивалась утворена модель, враховано час створення об'ємної скінчено-елементної сітки, необхідний дисковий простір для проведення ПК NASTRAN розрахунку, точність і збіжність отриманих результатів при розрахунку моделей розбитих різними СЕ. Були змодельовані та прораховані 11 коротких стійок із одиночних тонкостінних холоднокатаних С-подібних профілів довжиною 200 та 300 мм, розбитих об'ємними СЕ – тетраедрами або гексаедрами – із стороною від 4 до 1 мм. Схема перерізу профілів наведено на рис. 1.

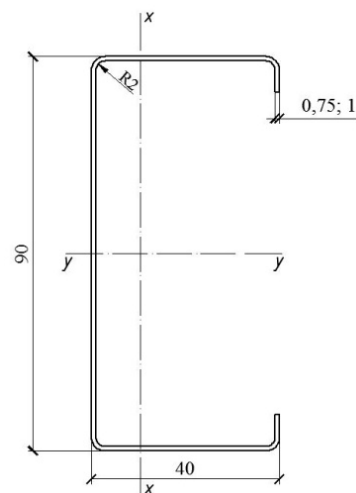


Рис. 1. Геометричні розміри перерізу зразків серії: С200 та С300

Під час порівняння збіжності отриманих результатів вирішено розбивати модель на тетраедри із стороною рівною $0,5 \dots 2 \%$ від загальної довжини модельованого зразка, але не більше ніж $4t$ (де t – товщина профілю). Такі розміри скінченно-елементної сітки забезпечують відхилення від середнього значення напружень отриманого за результатами всіх розрахунків до 1% .

Щоб максимально наблизити «випробування» моделей за допомогою ЕОМ до реального експерименту, до зразків прикладались розподілені по поверхні граничні умови та навантаження аналогічні дійсним під час проведення експерименту [4]. Експериментальні зразки випробовувались за схемою шарнірно опертої з обох кінців стійки завантаженої зосередженою силою (рис. 2).



Рис. 2. Випробування на стиск коротких стійок С-подібних профілів

Тому для верхньої поверхні зразків заборонялися тільки поступальні переміщення вздовж двох осей x і y , перпендикулярних поздовжній осі елемента z . Для протилежної поверхні зразків заборонялися всі три поступальні переміщення.

Навантаження до зразків прикладалась як статичне рівномірно розподілене по поверхні. При розрахунку конструкцій число ступенів навантаження від початку завантаження до значення максимально прикладеного рівне 10 з включенням опції показу результатів на проміжних ступенях.

Характер роботи зразків можна розділити на декілька етапів:

- при навантаженні в $10 \dots 25 \%$ від руйнівного відбувалось локальне випучування стінки експериментальних зразків по середині висоти зразку;

- при збільшенні навантаження відбувалось збільшення кількості ділянок в стінці, для яких відбувалась місцева втрата стійкості (рис. 3), спостерігалась поява місць втрати місцевої стійкості на пластинчастих елементах стінки, полиць та кромкових ребер жорсткості. Кількість ділянок, на яких відбувалась втрата місцевої стійкості, на перевищувала 3 (для зразків серії С200) та 5 (для зразків серії С300) по висоті елемента. Втрата стійкості мала пружний характер і при розвантаженні спостерігались зворотні деформації.

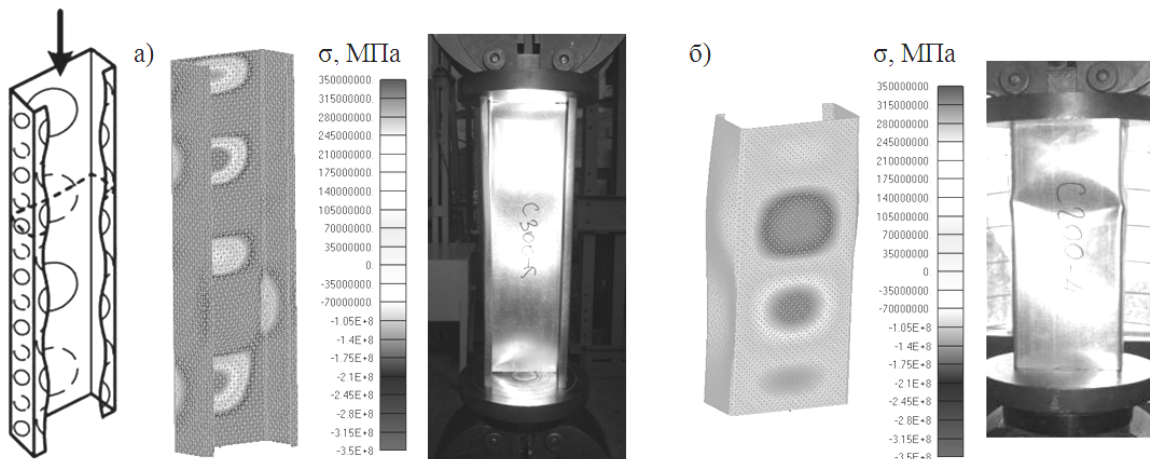


Рис. 3. Характер руйнування зразків серії:
а) – С300; б) – С200

У результаті проведення розрахунків МСЕ за допомогою ЕОМ були отримані графіки розподілу деформацій і напружень відносно го-

ловних осей на поверхні моделей та їх числові значення із вказуванням екстремумів. Відхилення експериментальних даних від чи-

сельних розрахунків складає близько 10%. Це відхилення можна пояснити початковою недосконалістю опорних поверхонь експериментальних зразків, що впливає на несучу здатність. Так, у більшості випадків руйнування відбувалось на ділянці біля опори стійки в місці прикладання навантаження. Це пояснюється певною нерівномірністю прикладання навантаження на зразки, що виникала з двох причин. По-перше, при прикладанні навантаження через опорні елементи (дерев'яні бруски, повстяні підкладки) відбувалось прорізання їх через тонкостінність профілю.

По-друге, стійки були отримані розрізанням декількох профілів на мірні довжини, при цьому неможливо було отримати машинобудівельну точність різання металу, що забезпечується при виготовленні ЛСТК.

Висновки

В результаті експериментально-чисельних досліджень коротких сталевих тонкостінних стійок було виявлено, що робота таких конструкцій є прогнозованою. Під час порівняння збіжності отриманих результатів при чисельному розрахунку моделей розбитими об'ємними скінченими елементами (тетраедрами і гексаедрами) із різними розмірами, вирішено розбивати моделі стійок на тетраедри із стороною 2...4 мм, що складає менше 2 % від висоти дослідного зразка та не більше чотирьох товщин профілю. Результати моделювання напружено-деформованого стану моделей зразків мають добру збіжність (різниця максимальних напружень менше 10 %) із результатами експериментальних випробувань. Руйнування зразків під час проведення експерименту мало аналогі-

чний характер, виявлений під час чисельного розрахунку моделей.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Астахов, И. В. Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутых профилей [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / И. В. Астахов. – Санкт-Петербург: СПГАСУ, 2006. – 24 с.
2. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. СливСЕР. – К.: Компас, 2001. – 448 с.
3. Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО «Балт-Профиль» [Текст]. – М.: ЦНИИПСК, 2006. – 69 с.
4. Експериментально-теоретичне дослідження роботи коротких стійок із холоднокатаних сталевих профілів [Текст]: зб. наук. праць / О. В. Семко и др. – К: УкрНДІпроектстальконструкція ім. В. М. Шимановського, 2010. – Вип. 6. – С. 74 – 82.
5. Субботин, С. Л. Численный метод расчёта сжатых пластин на устойчивость при сложном нагружении [Текст] / С. Л. Субботин // тез. докл. 3-й междунар. конф. (Тверь, 29 июня – 3 июля, 1998) – Тверь, 1998. – 24 с.
6. Шимкович, Д. Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows [Текст] / Д. Г. Шимкович. – М.: ДМК, 2003. – 448 с.
7. Yu, W.-W. Cold-Formed Steel Design [Текст]: third edition / Wei-Wen Yu. – New York: John Wiley & Sons Inc., 2000. – 645 p.

Надійшла до редколегії 27.04.11.

Прийнята до друку 11.05.2011.

О. В. СЕМКО, О. І. ФІЛОНЕНКО (Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка)

ВИКОРИСТАННЯ ТЕРМОЕФЕКТИВНИХ ФУНДАМЕНТНИХ БЛОКІВ ДЛЯ ОПАЛЮВАЛЬНИХ ПІДВАЛЬНИХ ТА ЦОКОЛЬНИХ ПРИМІЩЕНЬ

Досліджено можливість використання термoeфективних фундаментних блоків для опалюваних підвалів. Розраховано розподіл температури по товщині даної конструкції. Досліджено вологісний режим термoeфективних фундаментних блоків.

Ключові слова: фундаментні блоки, конструкція, вологісний режим, температура

Исследована возможность использования термoeфективных фундаментных блоков для отапливаемых подвалов. Рассчитано распределение температуры по толщине данной конструкции. Исследован влажностный режим термoeфективных фундаментных блоков.

Ключевые слова: фундаментные блоки, конструкция, влажностный режим, температура

Possibility of use of thermoeffective base blocks for heated cellars is investigated. Temperature distribution on a thickness of the given design is calculated. It is investigated humid a mode of thermoeffective base blocks.

Keyword: base blocks, design, humididy mode, temperature

Постановка проблеми

Актуальність проблеми зниження тепловтрат обумовлена необхідністю жорсткої економії енергоресурсів. Зросли вимоги щодо точності прогнозування теплового і вологісного стану огорожувальних конструкцій на стадії їх проектування, тому підвищення теплозахисту будівель та споруд є найбільш ефективним шляхом економії паливно-енергетичних ресурсів.

Аналіз останніх досліджень і публікацій

Зовнішня геометрія бетонних блоків стін підвалів, як правило, приймається у вигляді квадратів, а бетон, залежно від типу та місця розташування стіни в будівлі, використовується важкий. Інтегральний запас міцності подібних повнотілих елементів суттєво перевищує мінімально необхідний. Крім того, повнотілі камені з бетону мають значну власну вагу та, відповідно, низькі теплотехнічні характеристики. Ці обставини визначили появу стінових каменів з бетону, які мають наскрізні або однобічні пустоти [1].

Зараз існує два напрямки розвитку полегшених блоків: по-перше, полегшення блока за рахунок надання складної форми одній або декільком зовнішнім граням (двотаврового або швелерного перерізу) и, по-друге, це створення внутрішніх замкнутих пустот в блоці [1]. Для виготовлення блоків з порожнинами використовують порожниноутворювачі із якого-небудь ефективного матеріалу, які закладають в проце-

сі бетонування. До порожниноутворювачів даного виду пред'являються, як правило, вимоги покращених, по відношенню до основного матеріалу, теплозвукоізоляційних властивостей, зменшених щільності і ін.

Мета статті полягає у дослідженні тепловологісного режиму термoeфективних фундаментних блоків, розробка і використання яких в наведених вище роботах обумовлювалась лише необхідністю економії бетонної суміші та зменшенню власної ваги конструкції.

Основний матеріал

Для дослідження можливості використання термoeфективних фундаментних блоків для опалюваних підвалів і цокольних поверхів вибрано блок з наскрізним шаром пінополістиролу щільністю 50 кг/м^3 та товщиною 180 мм, блок з двома шарами пінополістиролу товщиною по 100 мм і суцільних залізобетонний блок як показано на рис. 1. Зовнішні розміри виробів $400 \times 600 \times 1200 \text{ мм}$.

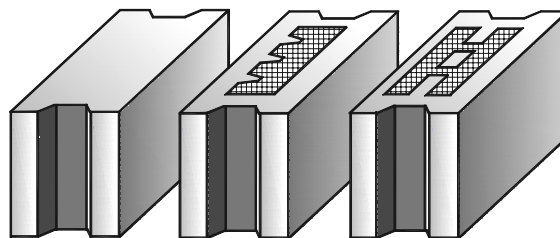


Рис. 1. Загальний вигляд фундаментних блоків

Проведено розрахунок температурних полів та вологісного режиму кожного з трьох варіантів за наступними вихідними даними: район будівництва – м. Полтава; розрахункова температура внутрішнього і зовнішнього повітря відповідно $+18\text{ }^{\circ}\text{C}$ та $-22\text{ }^{\circ}\text{C}$; відносна вологість внутрішнього повітря – 60 %; середня за січень температура зовнішнього повітря – $6,9\text{ }^{\circ}\text{C}$. Вологісний режим приміщення – нормальний [2, табл. Г.1]. Вологісні умови експлуатації матеріалу в огорожувальних конструкціях – Б [2, додаток К]. Розрахункові коефіцієнти теплопровідності та паропроникності матеріалів шарів огорожувальної конструкції та розрахунковий вміст води за масою (для умов експлуатації Б) за [2, додаток Л]:

- пінополістирол: $\lambda_1 = 0,045\text{ Вт/м}\cdot\text{К}$;
 $\mu_1 = 0,05\text{ мг/м}\cdot\text{год}\cdot\text{Па}$; $\omega_1 = 10\text{ \%}$;
- залізобетон: $\lambda_2 = 2,04\text{ Вт/м}\cdot\text{К}$;
 $\mu_2 = 0,03\text{ мг/м}\cdot\text{год}\cdot\text{Па}$; $\omega_2 = 3\text{ \%}$.

За результатами моделювання методом скінчених елементів отримано картини температурного поля фундаментних блоків представлені на рис. 2.

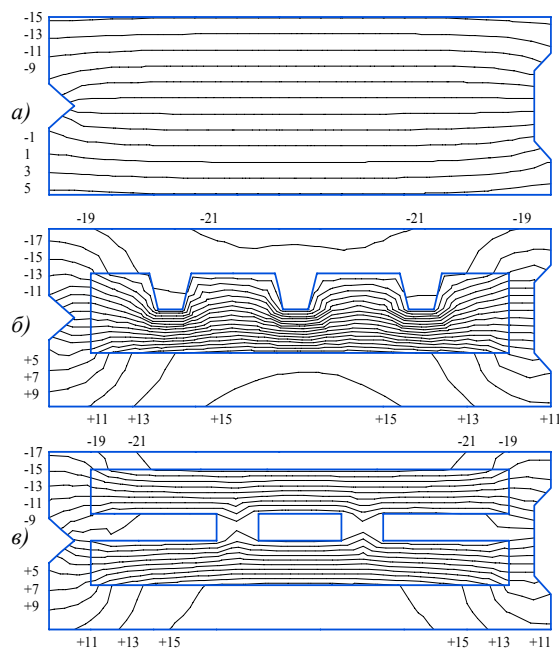


Рис. 2. Розподіл температури в фундаментному блоці при $t_{\text{вн}} = +18\text{ }^{\circ}\text{C}$ та $t_{\text{зн}} = -22\text{ }^{\circ}\text{C}$ для а) суцільного блока; б) блока з одним шаром утеплювача; в) блока з двома шарами утеплювача

У вертикальних швах між термоэффективними фундаментними блоками утворюються “містки холоду”, які знижують температуру внутрішньої поверхні стіни на $7\ldots 8\text{ }^{\circ}\text{C}$ відносно температури внутрішнього повітря. В середній частині блоку різниця між температурою внутрішньої поверхні стіни і внутрішньою темпера-

турою повітря в межах санітарно-гігієнічних вимог. Якщо до стіни з термоэффективних блоків примикатиме підлога, то її температура в пристінній зоні не відповідатиме санітарним вимогам.

Дослідження вологісного режиму термоэффективних фундаментних блоків проведено за розрахунковими схемами на рис. 3 за методикою К. Ф. Фокіна [3].

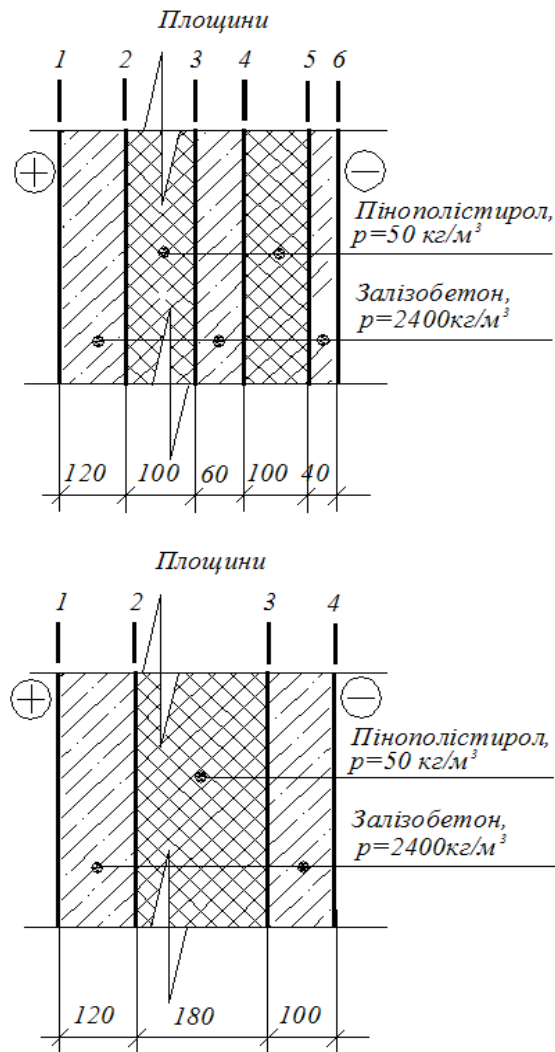


Рис. 3. Розрахункові схеми термоэффективних блоків

Розподіл температур та максимальної пружності водяної пари в площинах конструкції, максимальну пружність водяної пари внутрішнього та зовнішнього повітря, Відносна пружність водяної пари у місцях площин наведено на рис. 4.

Кількість води, що конденсується в м^2 конструкції з двома шарами утеплювача протягом часу конденсації складає 30 гр., а підвищення вологості в конструкції 0,6 %; Для фундаментного блока з одним шаром утеплювача відповідно 67 гр. та 1,3%.

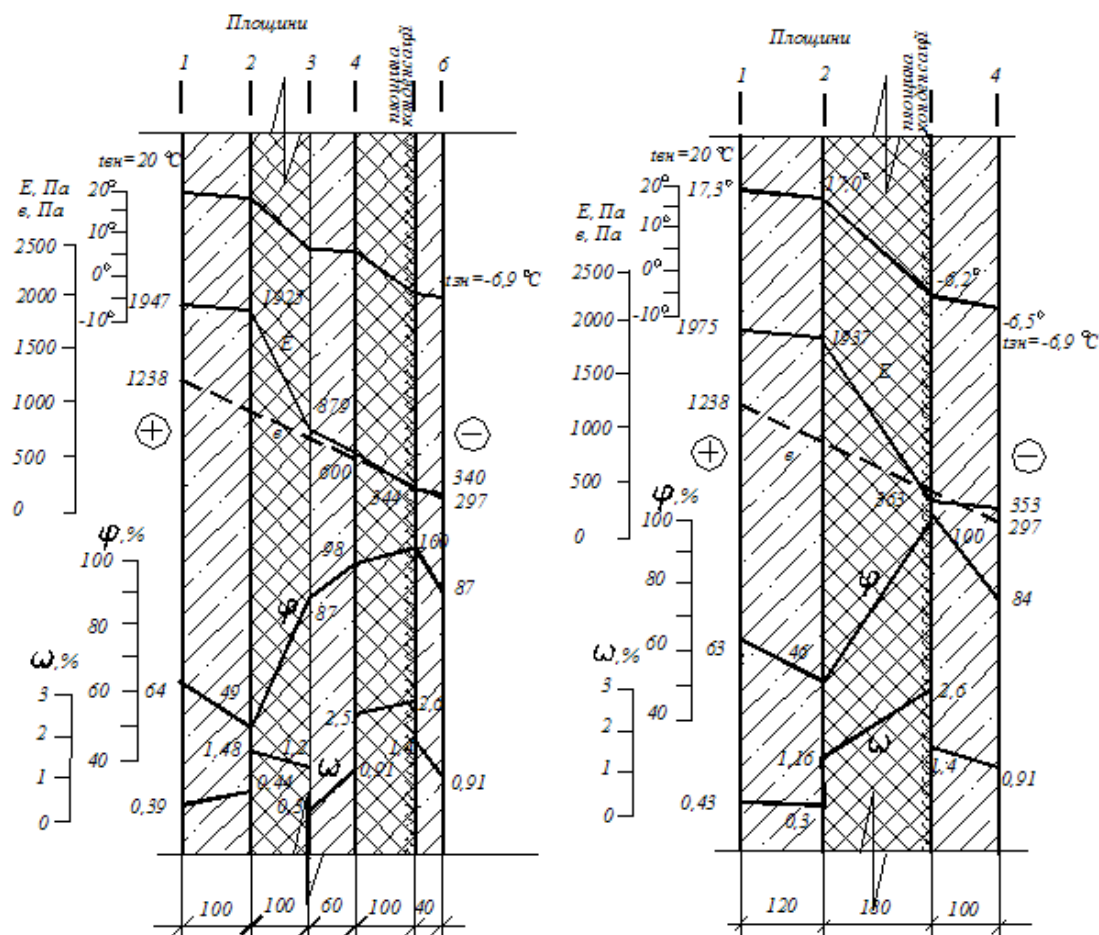


Рис. 4. Схема стаціонарного вологісного режиму термоєфективних фундаментних блоків

Висновок

Загальний опір теплопередачі термоєфективних фундаментних блоків в середній частині більше $4 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$, що значно перевищує мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішніх стін за нормативними вимогами [2]. Але наявність “містків холоду” у місцях стикування блоків знижують теплозахисні характеристики стіни в цілому. Утворення конденсату в конструкції може призвести до втрати теплозахисних властивостей і навіть руйнування, тому в якості утеплювача рекомендується використовувати матеріал із закритою пористою структурою, наприклад, екструзійний пінополістирол або пінополіуретан.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Шмуклер, В. С. Каркасные системы облегченного типа [Текст] / В. С. Шмуклер, Ю. А. Климов, Н. П. Бурак. – Харьков: Золотые страницы, 2008. – 336 с.
2. ДБН В. 2.6-31-2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель [Текст] – К.: Держбуд України; 2006, – 71 с.
3. Фокин, К. Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий [Текст] / К. Ф. Фокин. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1973. – 287с.

Надійшла до редколегії 28.04.2011.

Прийнята до друку 11.05.2011.

ВИЗНАЧЕННЯ КОМПОНЕНТІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА РОЗРАХУНОК НА МІЦНІСТЬ ТРУБОБЕТОНУ ПРИ МІСЦЕВИХ СИЛОВИХ ВПЛИВАХ

Наведено методику визначення компонентів напружено-деформованого стану трубобетону та його розрахунку на міцність. Приведений алгоритм ґрунтується на основних рівняннях лінійної теорії пружності, ітеративному методі змінної характеристики пружності та на методі скінчених елементів.

Ключові слова: трубобетон, напружено-деформований стан, місцевий вплив, міцність, МСЕ

Представлено методику определения компонентов напряженно-деформированного состояния трубобетона и его расчета на прочность. Представленный алгоритм основывается на основных уравнениях линейной теории упругости, итеративном методе переменной характеристики упругости и на методе конечных элементов.

Ключевые слова: трубобетон, напряженно-деформированное состояние, местное воздействие, прочность, МКЭ

Method of the determination component tense-deformed condition concrete tube and its calculation on toughness was presented. The presented algorithm is founded on the main equations of the linear theory to bounce, iterative method to variable feature to bounce and on method final element.

Keywords: guncrete, deflected mode, local influence, durability, FEM of the linear theory to bounce, iterative method to variable feature to bounce and on finite element method.

Загальна проблема полягає в тому, що на цей час значно частіше застосовують звичайні залізобетонні конструкції не зважаючи на суттєві переваги трубобетону. Це призводить до наступних негативних наслідків, таких як зайві витрати матеріалів, зайвих витрат пов'язаних з технологією зведення та інших, які визначають вартість і терміни будівництва. Якісне розв'язання цієї проблеми матиме важливі наслідки: зниження вартості будівництва, скорочення термінів зведення будівель, економія матеріалів та енергоресурсів.

На даний момент проведено значний обсяг досліджень трубобетонних конструкцій [2, 5, 8]. На основі цих досліджень зроблено деякі висновки про особливості його роботи. Дослідження виявили значну ефективність трубобетону і встановили певні закономірності його роботи та руйнування. Також запропоновано ряд методик для оцінки його міцності.

Невирішеною частиною вище зазначеної загальної проблеми, якій присвячується ця стаття є проблема дослідження роботи трубобетону при місцевих силових впливах. На даний час не існує досліджень трубобетону при його локальних навантаженнях. Необхідно розробити методику розрахунку компонентів напружено-деформованого стану та методику розрахунку трубобетону при місцевих силових впливах, які

б дозволили точно оцінити роботу трубобетону при таких видах навантаження.

При підготовці статті були поставлені наступні завдання:

а) описати математичну модель трубобетону на якій ґрунтується розроблена методика;

б) описати алгоритм визначення компонентів напружено-деформованого стану трубобетону при його розрахунку на міцність;

с) порівняти результати розрахунків з експериментальними значеннями.

Для математичної моделі була використана теорія пружності [1]. Для того щоб перевести трубобетонний елемент в площину теорії пружності необхідно зробити певні припущення [1].

Система рівнянь рівноваги складається з трьох рівнянь та має дев'ять невідомих, що явно не достатньо для її розв'язку. Але спираючись на передумову, що тіло знаходиться в рівновазі для нього будуть справедливі три умови взаємності дотичних напружень [1].

Врахувавши ці умови в статичних рівняннях отримуємо систему з трьох рівнянь, але вже з шістьма невідомими. Необхідні додаткові рівняння отримують розглядаючи деформації тіла (геометричні рівняння) [1], та їх зв'язок із напруженнями (фізичні рівняння).

Для врахування нелінійного характеру роботи матеріалів будемо спиратися на теорему

Ілююшина про просте завантаження [4]. За її допомогою можна встановити зв'язок між складним та простим напружено-деформованими станами. Відповідно до цієї теореми в якості залежності між інтенсивностями напружень та деформацій $\sigma_i = \hat{O}(\varepsilon_i)$, можна прийняти діаграму $\sigma = \hat{O}(\varepsilon)$ отриману при випробуваннях на одновісний розтяг чи стиск. Але при цьому повинна також виконуватись і умова щодо активності деформації та простого завантаження.

Для бетону були застосовані вирази (1) та (2), отримані в роботі [8]. Формули - емпіричні, отримані шляхом статистичної обробки даних випробувань широкого діапазону бетонів та дають непоганий збіг теоретичних та експериментальних значень:

– залежність січного модуля від рівня напружень

$$E'_b = E_0 \left(1 - 0.4 \left(\frac{\sigma_b}{R_{b,m}} - 0.2 \right) \right), \quad (1)$$

де E'_b – січний модуль бетону, що відповідає певному рівню напружень; σ_b – напруження в бетоні; $R_{b,m}$ – призмове міцність бетону; E_0 – початковий модуль пружності бетону;

– залежність коефіцієнта поперечної деформації від рівня напружень (який представлений в цій формулі січним модулем E'_b)

$$\nu_b = \nu_{b,пред} \left(1 - \left(1 - \frac{\nu_{b,0}}{\nu_{b,пред}} \right) \frac{E'_b}{E_{b,0}} \right), \quad (2)$$

де $\nu_{b,пред}$ – максимальне значення коефіцієнта поперечної деформації бетону; $\nu_{b,0}$ – початкове значення коефіцієнта поперечної деформації бетону.

Для сталі також обрані формули які певною мірою узагальнюють випробування зразків різної за міцністю сталі. В наших методах сталь представлена ідеально-пластичним тілом, якому відповідає діаграма Прандтля.

Зв'язок між компонентами напружень та зовнішнього навантаження в точці на околиці тіла відображається в граничні умови [1].

Основними граничними умовами для трубобетонного елемента, що розглядається в нашій задачі буде рівномірно розподілене навантаження q на торці елемента та відсутність жодних силових факторів на зовнішній боковій поверхні елемента.

З точки зору математичної теорії пружності вище згаданих рівнянь достатньо для розв'язку

поставленої задачі – визначення компонентів напружено-деформованого стану трубобетону ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}, \varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}, u, v, w$) при певному завантаженні.

Для аналізу несучої здатності трубобетонного елемента та більш повного уявлення про напружено-деформований стан також будемо визначати головні напруження та головні деформації [1].

Для трубобетонного елемента при місцевих силових впливах (рис. 1) розробимо її скінченно-елементну модель.

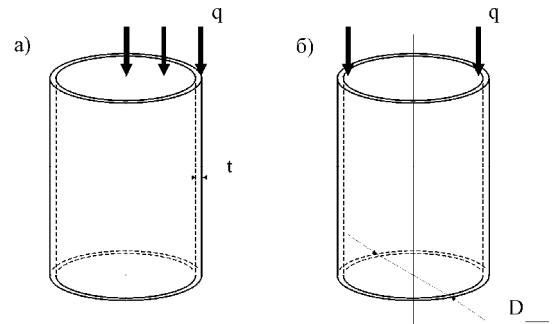


Рис. 1. Схеми місцевих силових впливів на трубобетонні елементи

На першому етапі рішення задачі створимо геометричну частину скінченно елементної моделі трубобетонного елемента. За її основу приймемо круглий брус та циліндр з розмірами їх прототипів – ядра та оболонки трубобетонного елемента.

Обираючи форму елементів для моделі в цій задачі ми так само виходили з необхідності максимально представити ними форму прийнятих бруса та циліндра. Прийняті нами об'ємні елементи зображені на рис. 2.

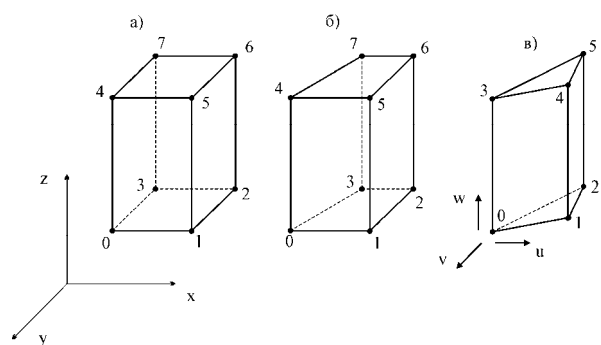


Рис. 2. Геометричні моделі прийнятих скінчених елементів

Вони мають різну форму поперечного перерізу (прямокутні, чотирикутні та трикутні), але ця проблема буде нами вирішена за допомогою відображення їх у допоміжну систему координат. Після представлення трубобетонного елемента за допомогою прийнятих скінчених еле-

ментів поперечний переріз матиме вигляд зображений на рис. 3.

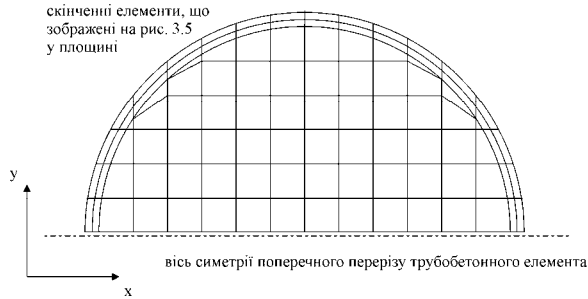


Рис. 3. Типовий поперечний переріз скінченно-елементної моделі трубобетону при місцевих силових впливах

Для прийнятої моделі можна застосувати спрощення: розглядати не весь трубобетонний елемент, а тільки його половину.

При створенні математичної частини СЕМ в якості базового методу для визначення невідомих застосуємо метод апроксимації базисними функціями (3):

$$\varphi \approx \hat{\varphi} = \psi + \sum_{m=1}^M a_m N_m; \quad m = 1, 2, \dots, M, \quad (3)$$

де φ – невідома функція; $\hat{\varphi}$ – функція, що апроксимує невідому; ψ – функція, що задовольняє граничним умовам; a_m – параметри апроксимації; N_m – базисні функції; M – кількість застосованих базисних функцій.

Для визначення параметрів апроксимації a_m із формули (3) для забезпечення більшої точності застосовуємо метод зважених відхилень. Формула, за якою відбувається реалізація методу має вигляд:

$$\int_{\Omega} W_{\ell} R_{\Omega} d\Omega = 0; \quad \ell = 1, 2, \dots, M, \quad (4)$$

де $R_{\Omega} = \varphi - \hat{\varphi}$; W_{ℓ} – вагові функції; Ω – область на якій розглядається відхилення.

Спільне застосування (3) і (4) створює систему M рівнянь, яка містить M невідомих.

Формулу (4) можна застосувати для будь-якої області, в тому числі й для деякої частини Ω , на якій задані граничні умови. Позначимо таку область $\tilde{A}$. У формулі (3) врахування граничних умов забезпечувалось функцією ψ . Її роль полягає у точному описі поведінки невідомої функції на області $\tilde{A}$, тоді як компонент $\sum a_m N_m$ у тій же формулі відповідає за апроксимацію невідомої функції на Ω . Послаблюючи вимоги до апроксимації на області $\tilde{A}$, але

значно спрощуючи її процедуру, функцію ψ можна розглядати як невідому та застосувати замість неї компонент типу $\sum a_m N_m$. Спираючись на вище приведене справедливим буде записати

$$\int_{\Omega} W_{\ell} R_{\Omega} d\Omega + \int_{\Gamma} \bar{W}_{\ell} R_{\Gamma} d\Gamma = 0. \quad (5)$$

З метою мінімізувати похибку на областях Ω та на Γ будемо вимагати, щоб

$$R_{\Omega} = R_{\Gamma} = \varphi - \hat{\varphi} = 0. \quad (6)$$

Тоді із урахуванням (6) підставимо диференціальні рівняння рівноваги [1] та граничні умови у (5) та отримаємо систему.

Проведемо в цій системі наступні підстановки та перетворення:

1. виразимо напруження в системі через переміщення (u, v, w);

2. для зниження вимоги щодо класу гладкості C^r базисної функції застосуємо відому формулу Гріна [7], що дозволяє зменшити порядок похідної;

3. для апроксимації переміщень застосуємо формулу (3), а для вибору вагових функцій метод Гальоркіна [3];

4. для зручності в користуванні представимо систему в векторному вигляді.

Таким чином отримуємо рівняння методу зважених відхилень для рівнянь рівноваги в переміщеннях:

$$\sum_{m=1}^M \left(\int_{\Omega} (\nabla N_{\ell})^T D \nabla N_m d\Omega \right) a_m = \int_{\Gamma_{\sigma}} N_{\ell} q d\Gamma, \quad (7)$$

Як вже було відмічено, з метою максимально наблизитись до реальної роботи трубобетонного елемента, скінченні елементи були прийняті у вигляді чотирикутних та трикутних призм (див. рис. 2). Але для скінчених елементів такої форми при розробці базисних функцій виникають певні труднощі. Тому, в якості одного із варіантів, пропонується відобразити прийняті елементи у скінченні елементи з простішою формою. Такими елементами можуть бути звичайні куби. При цьому обравши відповідним чином локальну систему координат (той простір, у якій відобразимо об'ємні секторні елементи) можна отримати і додаткові переваги. Так, важливим буде й те, що будь-який елемент СЕМ у локальній системі координат (ξ, η, ψ) матиме однакові координати і геометричні розміри. Щоб виконати це технічно, нам необхідно залучити додатковий простір. Таким

допоміжним простором може бути система координат із визначеними нами, виходячи із прийнятих скінчених елементів, законами зміни вздовж її осей декартових координат. Встановимо відповідність між системами XOY та $\Xi O\Xi$ за допомогою складених функцій. Вони гарантують, що будь-який елемент СЕМ у (ξ, η, ψ) є кубом. Також вони гарантують, що для будь-якої точки такого куба буде справедливим наступний вираз:

$$-1 \leq \xi, \eta, \psi \leq 1.$$

Тепер, коли вже маємо «зручні» СЕМ та скінчені елементи можна за наведеними вище правилами розробити комплект базисних функцій для кожного скінченого елемента. Але ще одна перевага проведеного відображення, яка є наслідком наведених вище, полягає у тому, що будь-який скінчений елемент у локальній системі координат (ξ, η, ψ) матиме один і той самий комплект базисних функцій.

Похідні базисних функцій у (7) отримаємо наступним чином.

Розглянемо функцію $N = f(\xi, \eta, \psi)$ як складну та застосуємо до неї правило диференціювання складних функцій [7]. Із цієї системи і отримаємо вирази для шуканих похідних.

При визначенні несучої здатності ми спиратимемось на енергетичну теорію міцності.

За допомогою нижче представленого алгоритму можна провести розрахунок компонентів напружено-деформованого стану трубобетону та визначити його міцність. Алгоритми стосуються трубобетонного елемента, що знаходиться під дією місцевих силових впливів або ж під дією центрального стиснення.

В результаті розрахунків за запропонованою методикою отримаємо: три лінійні переміщення: u, v, w , три нормальні напруження: $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$; три дотичних напружень: $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$; три лінійних відносних видовжень: $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$; три кутових зсувів: $\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$. Потім на їх основі визначаються головні напруження: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ та головні деформації: $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$.

На першому етапі формуємо геометричну модель трубобетонного елемента.

На другому етапі для кожного елемента розраховуються компоненти матриць властивості матеріалів.

На третьому етапі за лівою частиною формули (7) відбувається формування матриць з коефіцієнтами елементів.

На четвертому етапі за правою частиною рівняння (7) відбувається формування векторів навантаження скінчених елементів, що безпосередньо перебувають під впливом навантаження.

П'ятий етап – процес ансамблювання. На цьому етапі відбувається формування глобальної системи рівнянь, розв'язком якої будуть шукані переміщення.

Шостий етап – це розв'язок глобальної СЛАР. В нашій методиці він реалізується за допомогою QR-розкладу матриці Гівенса.

Сьомий етап – визначення деформацій.

На восьмому етапі визначаються напруження.

В цій моделі механічні властивості бетону розглядаються як змінні величини. Тому для того, щоб отримати адекватну навантаженню оцінку напружено-деформованого стану, необхідно отримати відповідні значення модуля деформації та коефіцієнта поперечної деформації. Цю задачу будемо вирішувати за допомогою ітерацій за формулами (1) та (2).

У випадку, коли визначається несуча здатність трубобетону при місцевих силових впливах, додається необхідність порівнювати визначені при відповідних навантаженню механічних характеристиках бетону компоненти напружено-деформованого стану з межею міцності матеріалу. Окрім цього, так як у вхідних даних відсутній компонент навантаження, програмним шляхом приймається попереднє його значення, яке уточнюється до тих пір, доки прийнятий критерій міцності трубобетону не відповідатиме своїй межі. За критерій міцності прийнято досягнення в оболонці напруженнями значень, що за енергетичною теорією міцності відповідатимуть межі міцності сталі при осьовому стисненні, прийнятому за [5].

Для апробації методики був проведений розрахунок на міцність трубобетонних зразків, що досліджувались нами під час випробувань. Результати розрахунків наведені у таблиці 1. ТБ-IV завантажувався двома силами, розташованими по краях торця.

Як бачимо з табл. 1, розрахунок за теоретичним методом задовільно оцінює несучу здатність зразка. Мінус біля значення відносної похибки говорить про оцінку несучої здатності у запас.

Таблиця 1

**Міцність випробуваних зразків
за запропонованою методикою**

Зразок	Експеримент, кН	Метод за теорією, кН	Δ , %
ТБ-IV	350,0	313,2	-11 %
ТБ-V	450,0	403,8	-10 %
ТБ-VI	800,0	756,1	-6 %

Для частини оболонки, що розташована під навантаженням розраховувалась інтенсивність напружень, яка порівнювалась із межею плинності сталі оболонки. Зразки ТБ-V та ТБ-VI випробовувались при прикладенні навантаження на половину торця. Результати випробувань та розрахунку співпадають задовільно. Це говорить про об'єктивність положень теорії та правильність вибору граничного стану для відповідного способу завантаження.

Запропонована методика розроблена для розрахунку компонентів напружено-деформованого стану трубобетону при локальних силових впливах. На рис. 4 наведено співставлення поздовжніх деформацій у різних рівнях зразків, що отримані із експериментальних випробувань (суцільна лінія) та за розрахунком на основі запропонованої методики (пунктирна лінія).

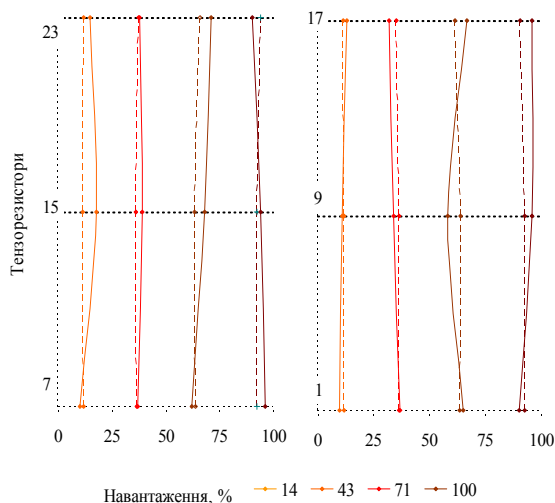


Рис. 4. Поздовжні деформації ТБ-IV

Можемо побачити, що результати співпадять добрі. Для зразка ТБ-IV експериментальні та теоретичні лінії майже співпадають. Такий зразок був завантажений по краях торця, що

зумовило значні деформації саме в місцях дії навантаження. Тензорезистори розміщувались на відстані 1/4 висоти зразка від торця, де зусилля значною мірою розосередились по елементу.

В результаті проведеного дослідження був розроблений теоретичний підхід для вирішення проблеми глибокого аналізу напружено-деформованого стану трубобетонних конструкцій при місцевих завантаженнях. Завдяки сучасній обчислювальній техніці стало можливим застосування потужних чисельних методів для розв'язку складних задач. Тому в межах математичної теорії пружності із застосуванням методу скінчених елементів була розроблена методика для визначення компонентів напружено-деформованого стану трубобетону. Перспективними є напрямки по розширенню методики на сталезалізобетонні конструкції й в першу чергу, на гнучкі трубобетонні колони.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Безухов, Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести [Текст]: учебник для втузов / Н. И. Безухов. – М.: Высшая школа, 1968. – 512 с.
2. Долженко, А. А. К теории расчета трубобетона [Текст] / А. А. Долженко // Сб. науч. тр. Воронежского инж.-строит. ин-та. – Воронеж, 1964. – Вып. 10. – С. 25-33.
3. Зенкевич, О. С., Конечные элементы и аппроксимация [Текст]: перевод с англ. / О. С. Зенкевич, К. Морган. – М.: Мир, 1986. – 318 с.
4. Илюшин, А. А. Пластичность [Текст] / А. А. Илюшин. – М.: Гостехиздат, 1948. – 376 с.
5. Кикин, А. И., Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном [Текст] / А. И. Кикин, Р. С. Санжаровский, В. А. Труль. – М.: Госстройиздат, 1974. – 146 с.
6. Мэтьюз, Джон Г., Численные методы. Использование MATLAB [Текст]: перевод с англ. / Джон Г. Мэтьюз, Куртис Д. Цинк. – М.: Издательский дом «Вильямс», 2001. – 720 с.
7. Пискунов, Н. С. Дифференциальное и интегральное исчисления для втузов [Текст]: учебн. пособ. для втузов / Н. С. Пискунов. – М.: Наука, 1985. – 992 с.
8. Стороженко, Л. И. Объемное напряженно-деформированное состояние железобетона с косвенным армированием [Текст]: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. / Л. И. Стороженко. – М., 1985. – 519 с.

Надійшла до редколегії 18.04.11.

Прийнята до друку 11.05.2011.

ПОВРЕЖДЕНИЯ СТРУНОБЕТОННЫХ ШПАЛ ТИПА INBK-7D ПОСЛЕ ДЛИТЕЛЬНОГО ПЕРИОДА ЭКСПЛУАТАЦИИ

У статті представлено технічну характеристику залізничних, попередньо напружених шпал INBK-7D, які утворилися в шпалах на ділянці залізничної колії після тривалого періоду експлуатації. Визначено причини виникнення пошкоджень шпал.

Ключові слова: струнобетонна шпала, експлуатація, пошкодження, напружено-деформований стан

В статье представлено техническую характеристику железнодорожных, преднапряженных шпал INBK-7D, которые образовались в шпалах на участке железнодорожного пути после длительного периода эксплуатации. Определено причины возникновения повреждений шпал.

Ключевые слова: струнобетонная шпала, эксплуатация, повреждение, напряженно-деформированное состояние

Technical specifications of INBK- 7D TYPE of pre- stressed sleepers and their damages and failure observed along the section of railway track within long exploitation period is presented in the paper. Work also evaluate reasons leading to arising of pre- stressed concrete sleepers failure.

Keywords: spring concrete tie, maintenance, damage, deflected mode

Техническая характеристика шпал INBK-7D

Железнодорожная колея в Польше равна 1435 мм. Струнобетонные железнодорожные шпалы INBK-7D производились в Польше с 1970 года. Техническая характеристика шпал INBK-7D следующая: вес 250 кг, длина 250 см, поверхность опирания на щебеночный балласт

6310 см², напрягающая арматура 8×7ф 2,5 мм. В средней части шпалы при нижней грани на длине 700 мм была уменьшена ширина на 120 мм (ширина подрельсовых частей составляла 300 мм). Уменьшение ширины шпалы на нижней грани способствовало снижению изгибающих моментов в средней части. Шпала INBK-7D представлена на рис. 1.

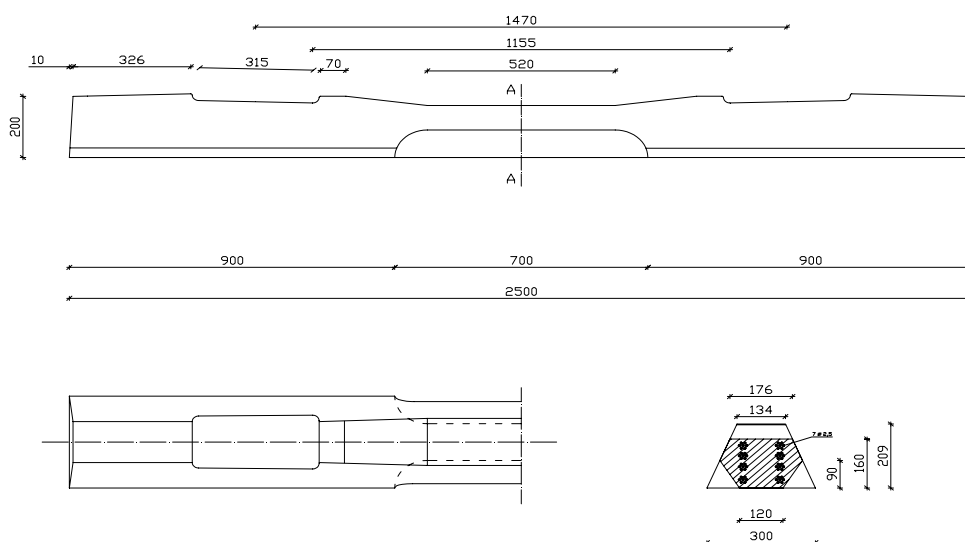


Рис. 1. Струнобетонная шпала INBK-7D

Шпалы INBK-7D проектировали как оди-
ночные балки на упругом основании [2, 3, 4].
Применялись две схемы внешней нагрузки и
опирания на балласт. В первой схеме нагрузку
составляли две вертикальные силы $Q = 140$ кН

действующие в подрельсовых сечениях и одна
горизонтальная сила $H = 60$ кН действующая
на головку рельса. Шпалы опирались только в
подрельсовых фрагментах; – в средней части
опирания на балласт не было. Во второй схеме

принимали только вертикальную нагрузку в подрельсовых сечениях, а опирание шпалы на балласт было на всей ее длине, со значительным уменьшением в средней части за счет меньшей ширины основания. Расчетные схемы

и нагрузки, опирания шпалы на балласт и эпюры нормальных напряжений в подрельсовом сечении от напрягающей силы и внешней нагрузки представлены на рис. 2.

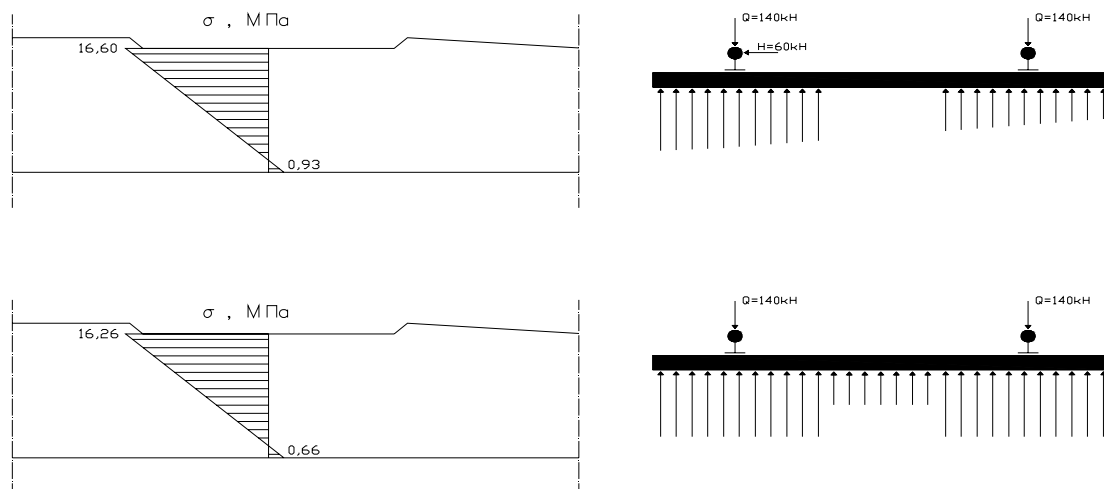


Рис. 2. Расчетные схемы шпалы и эпюры нормальных напряжений в подрельсовом сечении

Уменьшение поверхности опирания шпалы на балласт в средней ее части вызывает уменьшение изгибающего момента в среднем сечении в 3,7 раза по сравнению со шпалой постоянной ширины на всей длине и равномерном опирании на балласт. При уменьшении ширины средней части шпалы незначительно увеличиваются изгибающие моменты в подрельсовых сечениях. Такие изменения образуются при вертикальной нагрузке силами $P=140$ кН в подрельсовых сечениях. Эпюры изгибающих моментов в шпале при разных поверхностях опирания на балласт представлены на рис. 3

рельсовых сечениях согласно схеме представленной на рис. 4 [6, 7]. Сила нагрузки и реакции опор передавались на шпалу через резиновые прокладки. При расстоянии опор 400 мм сила P , при которой может образоваться трещина в подрельсовом сечении определялась по формуле

$$P_r = \frac{8M_r}{2L-l},$$

где M_r – изгибающий момент при котором может образоваться трещина; $L=400$ мм – расстояние опор; $l=300$ мм – длина на которой на оси подрельсового участка шпалы распределяется сила P_r

$$M_r = W_{op}(\sigma_{bv} + 1,7R_{bzk}),$$

где W_{op} – момент сопротивления; σ_{bv} – нормальные напряжения от преднапряжения на грани, где может образоваться трещина; R_{bzk} – прочность бетона на растяжение.

В зависимости от величины силы, при которой образовалась трещина в подрельсовом сечении, шпалы зачислялись к одному из трех классов:

I – (250 кН); II – (230 кН); III – (210 кН).

Количество шпал предназначенных к испытаниям на трещиностойкость определялось в зависимости от численности партии производства: до 160; 161...400; 401...1000 штук, соот-

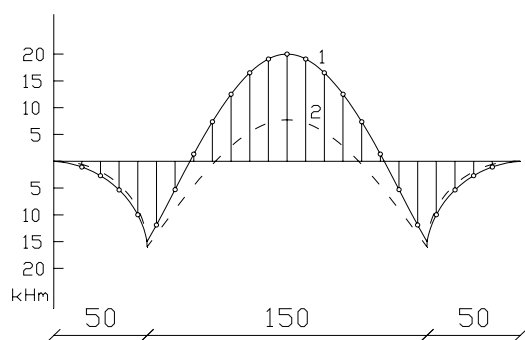


Рис. 3. Эпюры изгибающих моментов в шпале: 1 – при постоянной ее ширине, 2 – для шпал INBK- 7D

Методика испытаний трещиностойкости шпал

Шпалы подвергались испытаниям на трещиностойкость при проверке на изгиб в под-

ответственно проверялись 1, 3, 5 штук шпал. В шпале проверялась трещиностойкость в обоих

подрельсовых сечениях. В среднем сечении шпалы на трещиностойкость не проверялись.

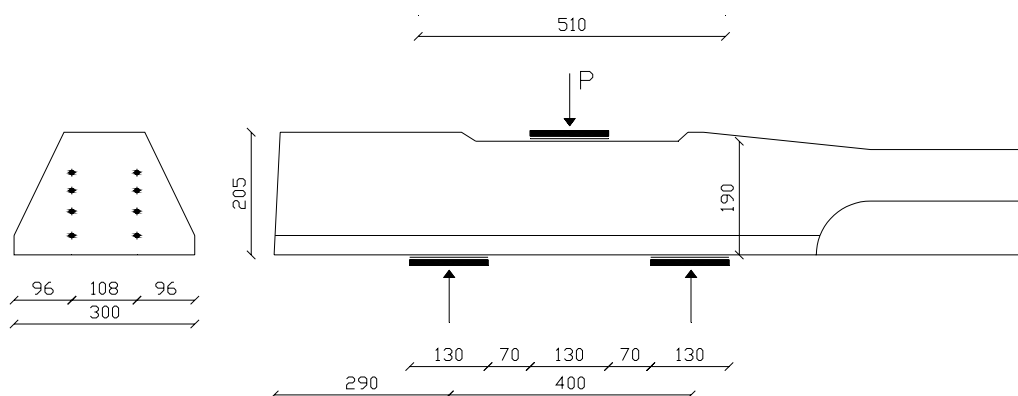


Рис. 4. Схема испытания трещиностойкости подрельсового сечения шпалы

Эксплуатационные повреждения шпал и причины их возникновения

Износ и различные повреждения железобетонных и преднапряженных шпал охарактеризованы и классифицированы в литературе [1, 5].

Струнотонные шпалы INBK-7D были изготовлены и уложены в железнодорожный путь в 1975 году и эксплуатируются уже 36 лет.

На участке железной дороги длиной около 2 км проведен анализ повреждений струнотонных шпал. В шпалах обнаружено различные повреждения, но в большом количестве появились одинаковые. В шпалах INBK-7D образовались поперечные трещины в средней части на верхних гранях. На длине 70 см междорельсового фрагмента шпал появилось несколько поперечных, широко раскрытых трещин (рис. 5).

В некоторых шпалах было даже 6 трещин. Глубина некоторых составляла до 70 мм от верхней грани. При такой глубине трещин половина напрягающей арматуры находилась в трещине и была подвергнута воздействию коррозии. Характер и распределение трещин свидетельствует о том, что образовались они под действием изгибающего момента. Изгибающий момент в средней части шпалы может возникнуть при высоком уровне балласта и хорошем его уплотнении. При высоком уровне балласта возникает самоуплотнение щебня под динамическим воздействием подвижного состава.

В таких случаях воздействия балласта на шпалу в средней ее части будет происходить не на ширину подошвы шпалы величиной 120 мм, а на ширину 228 мм, за счет заклинивания трапециевидной нижней части шпалы INBK-7D гравием балласта. При таком распределении сил образуется отпор балласта, увеличение из-

гибающего момента и появление трещин. Изгибающий момент в среднем сечении шпалы от расчетной нагрузки составляет $M = 6,3$ кНм, а момент при котором может образоваться трещина равен $M_1 = 11,5$ кНм. Коэффициент безопасности $k = 1,82$. Такое значение коэффициента будет действительным когда средняя часть шпалы будет опираться на балласт только нижней подошвой, которой ширина равна 120 мм. Если отпор балласта в средней части шпалы увеличится за счет заклинивания нижней части среднего участка шпалы, тогда значительно увеличится изгибающий момент. Важную роль в процессе образования и увеличения трещин, в средней части шпалы, составляет подбивка подрельсовой части. При некачественной подбивке или ее отсутствии значительно увеличивается изгибающий момент в средней части шпалы, а также увеличивается изгибающий момент в рельсе. Некачественную подбивку подрельсового фрагмента шпалы можно легко обнаружить при высоком уровне щебня. В окрестности неподбитой шпалы щебень будет всегда светлого цвета. При переменных перемещениях фрагмента шпалы относительно к щебню под воздействием подвижного состава, образуется шлифование щебня, которое вызывает разбеливание цвета щебня. Примеры такого состояния представлены на фотографиях (рис. 6).

Согласно техническим требованиям содержания пути в средней части шпал INBK-7D не производится подбивка шпал, а рекомендуется между нижней граней шпалы и поверхностью щебня оставлять воздушную прослойку толщиной 4...5 см.



Рис. 5. Трещины и разрушения в средней части шпал INBK-7D



Рис. 6. Разбеливание цвета щебня в зоне некачественной подбивки шпалы

Через некоторое время после образования трещин в шпалах, железнодорожный путь засыпали щебнем, уровень которого в зоне между рельсами был выше верхней грани шпал. После такого неразумного действия трещины в шпалах стали незаметными (рис. 7).

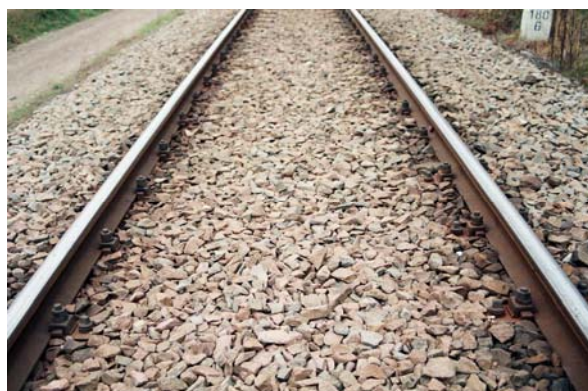


Рис. 7. Путь засыпан щебнем выше шпал, трещины стали незаметными

Выводы

Основной причиной повреждения шпал было непрофессиональное и некачественное содержание пути, которое вызвало иную чем в проекте стадию нагрузки и опирания шпал на балласт. Широко раскрытые трещины в струнотонбетонных шпалах, не закрывающиеся при отсутствии эксплуатационной нагрузки (кроме собственного веса) являются фактором определяющим стадию их разрушения. Недопустимым является маскировка существующих повреждений и неисправностей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Bałuch, H. Trwałość i niezawodność eksploatacyjna nawierzchni kolejowej [Текст] / H. Bałuch. – Wydawnictwo Komunikacji i Łączności. – Warszawa 1980.
2. Basiewicz, T. Nawierzchnia kolejowa z podkładami betonowymi [Текст] / T. Basiewicz. – Wydawnictwo Komunikacji i Łączności. – Warszawa, 1969.
3. Dyśko, A. Projekt podkładu z betonu sprężonego typu INBK-7 [Текст] / A. Dyśko. – Praca COBiRTK nr D-109/z/s. – Warszawa, 1969.
4. Zamięcki, H. Budowa i utrzymanie dróg kolejowych [Текст] / H. Zamięcki. – Wydawnictwo Komunikacji i Łączności. – Warszawa, 1978
5. Praca zbiorowa pod redakcją Jana Sysaka: Drogi kolejowe [Текст]. – Państwowe Wydawnictwo Naukowe. – Warszawa, 1982.
6. BN-75/8939-01 Nawierzchnia kolei normalno- i wąskotorowej. Podkłady betonowe [Текст].
7. BN-85/8939-01/00 Nawierzchnia kolei normalno- i wąskotorowej. Podkłady betonowe. Wymagania i badania [Текст].

Поступила в редколлегия 11.05.2011.

Принята к печати 25.05.2011.

Н. Г. ЧАУСОВ, А. П. ПИЛИПЕНКО, В. Б. БЕРЕЗИН, В. Н. ПАРАЦА (Национальный университет биоресурсов и природопользования Украины, Киев),
И. И. ЛУЧКО (Львовский филиал ДИИТа)

ВЛИЯНИЕ ВИДА НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ НА ДЕФОРМИРОВАНИЕ НЕРЖАВЕЮЩЕЙ СТАЛИ ПРИ ИМПУЛЬСНЫХ ПОДГРУЗКАХ

Виявлені особливості утворення дисипативної структури в неіржавіючій сталі за складного режиму навантаження – статичний розтяг зі згином із накладанням імпульсних підвантажень.

Ключові слова: дисипативна структура, режим навантаження, статичний розтяг, імпульсні підвантаження

Выявлены особенности образования диссипативной структуры в нержавеющей стали при сложном режиме нагружения – статическое растяжение с изгибом с наложением импульсных подгрузок.

Ключевые слова: диссипативная структура, режим нагружения, статическое растяжение, импульсная поднагрузка

Features of the dissipative structure formation in stainless steel under complex loading mode - static tension with impulse strain increase and bending are shown.

Keyword: dissipative structure, loading mode, static tension, impulse strain

Введение

Классические представления о деформировании материалов при растяжении с учетом влияния скорости нагружения указывают на то, что превалирует возрастание сопротивления деформированию с ростом скорости деформации (при отсутствии фазовых превращений) в результате роста вязкой составляющей сопротивления и уменьшения времени для развития процессов её релаксации [1].

Однако проведенные опыты по влиянию импульсных подгрузок на процессы деформирования пластичных материалов показали [2-5], что вышеуказанные особенности деформирования материалов с учетом влияния скорости нагружения проявляются лишь тогда, когда энергия удара свободно передается на исследуемый образец материала. В случае же, когда закон нарастания скорости более сложный, например, когда в процессе резкого нарастания скорости деформации осуществляется однократное или многократное замедление процесса высокоскоростного деформирования, то поведение материала при импульсных подгрузках может стать «аномальным». Эта «аномальность» проявляется в том, что за счет одноразовых импульсных подгрузок реализуется кратковременное разупрочнение материалов практически на любой стадии деформирования, включая и восходящую ветвь стандартной статической диаграммы деформирования [2, 3]. При многократных импульсных подгрузках при комнатной темпера-

туре достигается подобие сверхпластического состояния материала, материал удлиняется на десятки процентов практически при постоянной нагрузке [2, 6]. Выявлены и некоторые другие необычные особенности деформирования пластичных материалов при исследуемых сложных режимах нагружения [2].

Следует отметить, что механическое поведение материалов при одноразовых и многократных импульсных подгрузках с кратковременными задержками процесса деформирования полностью подпадает под поведение механических систем при динамических неравновесных процессах (хаотическая динамика).

Проведенные физические исследования с использованием трансмиссионной электронной микроскопии (ТЭМ) позволяют заключить, что пластификация материалов при динамических неравновесных процессах связана с образованием диссипативных структур в виде объемно-связанных, на разных масштабных уровнях, локализованных полос (каналов) [2, 3, 6].

Известно [7-9], что реализация динамических неравновесных процессов в химических и биологических системах возможна только в случае наложения некоторых дополнительных условий (ограничений) на системы.

Аналогично, подобные условия сформулированы для механических систем [2]. Причем, следует особо обратить внимание на то обстоятельство, что при проведении испытаний на нагружение на образец должно передаваться че-

рез сферические опоры без жесткого закрепления. Образец обязательно должен иметь степень свободы в направлении оси растяжения.

Вышеописанные результаты получены при испытании гладких цилиндрических образцов диаметром 8 мм на одноосное растяжение.

Дальнейшие исследования, проведенные на плоских образцах из алюминиевого сплава, выявили некоторые отличия деформирования плоских образцов при динамических неравновесных процессах, по сравнению с цилиндрическими [10].

В частности, установлено, что условия образования диссипативных структур в плоских образцах материала облегчаются. Показано [10], что уже после одного заданного импульса подгрузки на листовую материал при последующем статическом растяжении можно при комнатной температуре получить квазисверхпластичное состояние материала.

Анализ проведенных исследований наводит на мысль, что и объем и свойства образующейся диссипативной структуры в материале в процессе импульсных подгрузок существенно зависят от вида напряженного состояния.

Аналогию здесь можно провести с замедлением или ускорением процесса образования мартенсита в аустенитных нержавеющей стали при смене вида напряженного состояния при низких температурах [1]. Причем на сопротивление стали деформированию влияет не только количество образовавшегося мартенсита, но и его прочность, зависящая от наследованной им структуры пластически деформированного аустенита.

Целью настоящей работы является получение дополнительной информации про механическое поведение материала при импульсных подгрузках при более жестком напряженном состоянии, по сравнению с одноосным растяжением.

Методика эксперимента и результаты исследований

Исследования проводили на гладких цилиндрических образцах диаметром 8 мм из нержавеющей стали. Механические характеристики стали следующие: предел текучести $\sigma_T = 270$ МПа; предел прочности $\sigma_B = 600$ МПа; степень деформации до разрушения $\varepsilon_p = 49$ %.

В качестве режима нагружения выбрано растяжение с изгибом. Данная схема нагружения наиболее просто реализуется на имеющем-

ся испытательном оборудовании для реализации динамических неравновесных процессов [2, 3, 11].

Предварительно было изготовлено несколько комплектов переходных шпилек для крепления специального приспособления, для реализации импульсных погрузок образца, к подвижной и неподвижной траверсам испытательной установки. С помощью другого приспособления нижняя часть шпилек была согнута относительно верхней на разные углы $1...3^\circ$ (рис. 1).

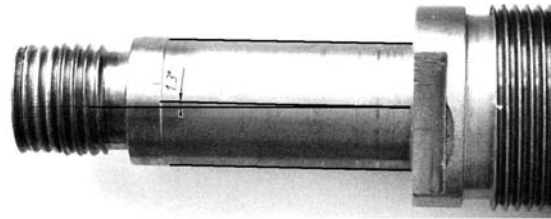


Рис. 1. Переходная шпилька для крепления приспособления для реализации импульсных погрузок образца к траверсам установки

Далее методика испытаний была аналогична описанной в работах [2, 4, 11]. Процессы деформирования и разрушения нержавеющей стали при импульсных подгрузках исследовались в составе механической системы, которая представляет собой простейшую статически неопределимую конструкцию в виде одновременно нагружаемых трех параллельных элементов (рис. 2).

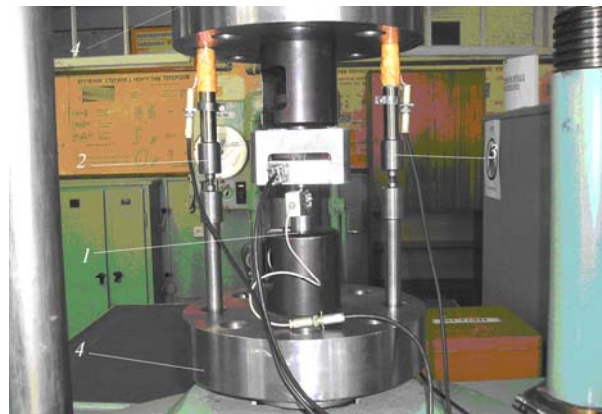


Рис. 2. Общий вид испытательной установки

Центральный элемент 1 такой конструкции включает захваты со сферическими опорами, тензодинамометр и образец исследуемого материала, а два симметричных боковых элемента 2, 3 – по две одинаковые штанги, одна из которых используется в качестве тензодинамометра, и хрупкие пробы разного минимального диаметра. При нагружении этой конструкции задаваемой нагрузкой разрушаются образцы-

спутники из хрупких проб, и происходит импульсная подгрузка образца. Для обеспечения условий одновременного разрушения хрупких проб фланцы 4 четырьмя болтами расклиниваются с траверсами. При этом обеспечивается неравномерность разрушения хрупких проб по времени в пределах 0,001 с.

На рис. 3 приведены результаты испытаний стали с учетом одноразовой импульсной подгрузки при заданной степени статического растяжения (кривая 1) и при растяжении с изгибом на трех типах согнутых шпилек (кривые 2-5). Следует отметить, что во всех случаях растяжения с изгибом при импульсных подгрузках в месте перехода захватной части образца к рабочей образовывался пластичный шарнир и продольная ось образца в процессе дальнейшего деформирования оставалась практически линейной.

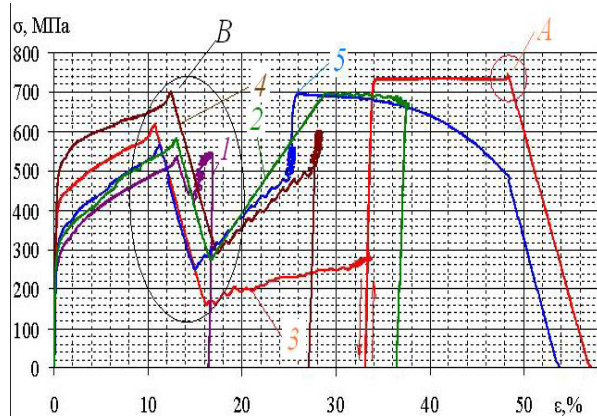


Рис.3. Результаты испытаний нержавеющей стали (пояснение кривых 1...5 в тексте):

$$\begin{aligned} 1 - F_{\text{имп}} &= 89,79 \text{ кН}; 2 - F_{\text{имп}} = 85,48 \text{ кН}; \\ 3 - F_{\text{имп}} &= 78,41 \text{ кН}; 4 - F_{\text{имп}} = 69,64 \text{ кН}; \\ 5 - F_{\text{имп}} &= 77,09 \text{ кН} \end{aligned}$$

Анализ полученных результатов показывает, что увеличение жесткости напряженного состояния материала в момент импульсных подгрузок даже при меньшем импульсе воздействия, по сравнению с одноосным растяжением, однозначно приводит к более резкому падению напряжений и большему скачку деформации (сравнив кривые 1 и 2-5 на рис. 3) в процессе динамических неравновесных процессов.

Причем еще раз экспериментально подтверждено, что для каждого материала при заданной степени деформации существует такое критическое значение импульса воздействия, при котором образец материала в процессе импульсных подгрузок практически разделяется на две части [2]. Так образец № 3 в процессе

повторной импульсной подгрузки в т. А диаграммы деформаций ($F_{\text{имп}} = 49,2 \text{ кН}$) действительно разделился на две части.

Ранее методом трансмиссионной электронной микроскопии показано [2, 6], что переход нержавеющей стали в квазисверхпластичное состояние при многоразовых последовательных импульсных подгрузках, в первую очередь, связан с постоянно продолжающимся процессом образования диссипативной структуры в виде взаимосвязанных, на разных масштабных уровнях, полос (каналов). С увеличением количества импульсных подгрузок ширина полос (каналов) постоянно уменьшается и материал между полосами приобретает свойства субструктуры (структурные элементы имеют размер наночастиц и нанозерен).

В конкретном рассматриваемом случае (см. кривая 3 на рис. 3) объем образовавшейся диссипативной структуры уже, вероятно, настолько большой и ширина полос близка к оптимальной, потому что уже после одной импульсной подгрузки материал переходит в квазисверхпластичное состояние.

Самое интересное, что такое предположение нашло свое подтверждение на макроуровне. Впервые при одноразовой импульсной подгрузке растяжением на двух образцах, которым соответствуют кривые деформаций 4, 5 на рис. 3, зафиксированы круговые макроэкструзии в виде макрогфров (рис. 4) высотой до 1 мм. Это еще раз подтверждает ранее высказанное предположение и экспериментально зафиксированное явление [10], что диссипативные структуры являются структурами с более низкой плотностью, по сравнению с исходным материалом, и поэтому поверхностный след образовавшейся диссипативной структуры может проявляться в виде макроэкструзий.

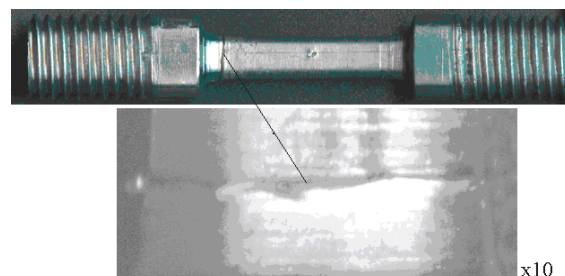


Рис. 4. Круговые макрогфры на образце после импульсной подгрузки

Сравнение кривых 1 и 2-5 на рис. 3 приводит к выводу, что смена напряженного состояния материала в сторону ужесточения способствует облегчению условий образования дис-

сипативной структуры в материале при импульсных подгрузках. Вероятно, немаловажную роль здесь играет градиент напряжений. Если в первом приближении сопоставить объем образовавшейся диссипативной структуры с максимальным уровнем падения напряжений на участках B диаграмм деформаций (см. рис. 3), то можно достаточно просто при последующем статическом растяжении прогнозировать переход материала в квазисверхпластическое состояние.

Выводы

1. Смена вида напряженного состояния материала в сторону ужесточения при импульсных подгрузках приводит к облегчению процесса образования диссипативной структуры в стали.

2. Впервые при импульсных подгрузках растяжением за счет интенсивного образования диссипативной структуры меньшей плотности, по сравнению с исходным материалом, на цилиндрических образцах зафиксированы круговые макроэкструзии в виде гофров высотой до 1 мм.

3. Объем занимаемой диссипативной структуры в материале непосредственно влияет на переход материала в квазисверхпластическое состояние при последующем статическом растяжении. Так, при «чистом» одноосном растяжении нержавеющей стали такой переход зафиксирован при трех последовательных импульсных подгрузках, при растяжении с изгибом, соответственно, при одной импульсной подгрузке.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Прочность материалов и конструкций [Текст] / отв. ред. В. Т. Трощенко. – К.: Академперіодика, 2005. – 1088 с.
2. Чаусов, Н. Г. Особенности деформирования пластичных материалов при динамических неравновесных процессах [Текст] / Н. Г. Чаусов и др. // Заводская лаборатория. Диагностика материалов. – 2009 – 75. № 6. – С.52-59.

3. Засимчук, Е. Э. Особенности трансформации структуры пластичных материалов в процессе резких смен в режиме нагружения [Текст] / Е. Э. Засимчук и др. // Физическая мезомеханика. – 2009 – 12. № 2. – С.77-82.
4. Чаусов, Н. Г. Комплексная оценка поврежденности пластичных материалов при различных режимах нагружения [Текст] / Н. Г. Чаусов, С. А. Недосека, А. П. Пилипенко // Техническая диагностика и неразрушающий контроль. – 2004. – № 3. – С.16-21.
5. Чаусов, Н. Г., Особенности деформирования материалов в упругой области при динамических неравновесных процессах [Текст] / Н. Г. Чаусов, В. Б. Березин, М. М. Бондар // Техническая диагностика и неразрушающий контроль. – 2009. – № 3. – С. 24-27.
6. Чаусов, М. Г. Вплив багаторазових змін в режимі навантаження на деформування пластичних матеріалів [Текст] / М. Г. Чаусов та ін. // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів і конструкцій: зб. наук. праць. – Львів. Каменяр. 2009 – Вип. 8. – С. 289-298.
7. Николис, Г. Познание сложного [Текст]: введение / Г. Николис, И. Пригожин: перевод с англ. – изд. 2-е, стереотипное. – М.: Едиториал УРСС, 2003. – 344 с.
8. Пригожин, И. От существующего к возникающему: время и сложность в физических науках [Текст] / И. Пригожин: перевод с англ. – изд. 2-е, доп. – М.: Едиториал УРСС, 2002. – 288 с.
9. Гленсдорф, П. Термодинамическая теория структуры, устойчивости и флуктуаций [Текст] / П. Гленсдорф, И. Пригожин. – М.: Мир, 1973. – 273 с.
10. Чаусов, М. Г. Самоорганизация структур листовых материалов при динамических неравновесных процессах [Текст] / М. Г. Чаусов и др. // Вестник Тамбовского университета. Сер.: Естественные и технические науки. – 2010. – т. 15. – Вып. 3. – С. 892-894
11. Чаусов, Н. Г. Установка для испытания материалов с построением полных диаграмм деформирования [Текст] / Н. Г. Чаусов и др. // Проблемы прочности. – 2004. – № 5. – С. 117-123.

Поступила в редколлегию 20.06.2011.

Принята к печати 27.06.2011.

Э. Д. ЧИХЛАДЗЕ (УкрГАЗТ, Харьков), Л. В. ГАПОНОВА (Харьковская национальная академия городского хозяйства)

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ ПЛИТ

Проведена чисельна реалізація температурно-вологісних полів у сталобетонній плиті і виконано розрахунок вологісного режиму огорожуючих конструкцій при нестационарних умовах.

Ключові слова: вологісний режим, огорожуючі конструкції, нестационарні умови, сталобетонна плита

Проведена численная реализация температурно-влажностных полей в сталобетонной плите и выполнен расчет нестационарного влажностного режима современных ограждающих конструкций.

Ключевые слова: влажностный режим, ограждающие конструкции, нестационарные условия, сталобетонная плита

Numerical realization of temperature-humidity of the fields is conducted in a steel-concrete flag and the calculation of the non-stationary humidity mode of modern non-load-bearing constructions is executed.

Keyword: humidity mode, non-load-bearing constructions, non-stationary humidity, steel-concrete flag

Актуальность исследований

В настоящее время широкое распространение получили сталобетонные плиты покрытий и перекрытий промышленных и гражданских зданий. Этому способствуют возможность использования внешней арматуры в качестве опалубки при монолитном способе возведения сооружений; совмещение функций рабочей арматуры с защитным ограждением; монтажа стыков элементов без дополнительных закладных деталей и выступающих частей; упрощения крепления различных коммуникаций и оборудования; понижения высоты элементов за счет отсутствия защитного слоя и компактного расположения арматуры.

Отмеченные конструкции имеют преимущество по сравнению с традиционными железобетонными. Это: простота в технологии изготовления; эффективное использование прочностных свойств. Однако тепловлажностные свойства сталобетонных конструкций исследованы недостаточно. Особенно с применением легких теплогидроизоляционных материалов.

Рекомендуемые в настоящее время в строительных нормах теплотехнические методы расчета ограждающих конструкций основаны на стационарных методах. Эти методы не в полной мере обосновывают влияние кратковременных климатических и других воздействий на изменение тепловлажностного состояния наружных ограждающих конструкций. Как следствие, при проектировании зданий и сооружений многие вопросы решаются на эмпирическом уровне.

Все сказанное обуславливает актуальность исследований в этой области.

Цель и задачи исследования

1. Изучить распределение температур по толщине сталебетонной плиты 23 см, нагреваемой с одной стороны, и изучить скорость движения зоны испарения $T = 100^\circ\text{C}$ по сечению сталебетонной плиты.

2. Выполнить расчет нестационарного влажностного режима современных ограждающих конструкций, рассмотрев сталобетонную плиту перекрытия, сочетающую в себе функции несущей и теплоизолирующей конструкции.

Анализ исследований

Экспериментальные исследования огнестойкости бетонных конструкций показывают определяющую роль влажности бетона. В работах [1, 2] Э. Д. Чихладзе, А. И. Жакин, М. А. Веревичева рассмотрено влияние влажности на прочностные свойства бетона, проявляющееся в течение следующих двух процессов прогрева бетона. Первый процесс обусловлен испарением свободной воды. Этот процесс происходит при температуре бетона, не превышающей 100°C . На этапе испарения свободной влаги разрушение бетона может произойти за счет высокого внутрипорового давления. Согласно [1], растрескивание бетона начинается при выполнении условий

$$d\sigma/dt \geq [k_3/\eta_{\text{пара}}] [(p_{\text{max}} - p_0)/\Delta\sigma],$$

$$(\Pi/(1-\Pi))(p_{\text{max}} - p_0) \geq R_{bt}, \quad (1)$$

где $\eta_{\text{пара}}$ – коэффициент динамической вязкости пара.

Второй процесс связан с распадом молекул цементного камня при температурах 100...800 °С. Его результатом является выделение химически связанной воды. На этом этапе происходит разрушение бетона вследствие изменения его химической структуры, при температуре $T_{\text{кр}} = 600$ °С происходит стопроцентная дегидратация СН и дегидратация 80 % $\text{C}_{1,62}\text{SH}_{1,5}$. Таким образом, эту температуру можно считать температурой разрушения бетона. Для оценки момента разрушения определялось время, за которое половина сечения плиты прогреется до 600 °С (как будет показано, треть сечения плиты за это время прогревается до температуры 800 °С).

Для применения этой методики необходимо уметь рассчитывать температурно-влажностные поля в плите. Опишем схему этих расчетов.

Методика и результаты исследования

Поле распределения температур и влажности в сечении бетонной плиты из мелкопористого бетона, испытывающего односторонний нагрев, можно описать следующей краевой задачей ($0 \leq x \leq \ell$):

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right); \quad (2)$$

$$\frac{\partial \rho_3}{\partial t} = \frac{\partial (j_3)}{\partial x}; \quad p = \rho_3 TR / (M \phi_3); \quad (3)$$

$$r < 10^{-7} \text{ м: } j_3 = -k_3 \partial (p / \sqrt{T}) / \partial x;$$

$$k_3 = (8/3) r \phi_3 \sqrt{M / 2\pi R};$$

$$r \geq 10^{-7} \text{ м: } j_3 = -k_3 \rho_3 \partial (p) / \partial x;$$

$$k_3 = (8/3) r \phi_3 \sqrt{M / 2\pi R};$$

$$t = 0: \quad \rho_3 = \rho_{30}, \quad T = T_0; \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} x = 0: \quad -\lambda \partial T / \partial x &= \alpha_f (T_f - T), \quad \rho_3 = \rho_f; \\ x = \ell: \quad \lambda \partial T / \partial x &= \alpha_c (T_0 - T), \quad \rho_3 = \rho_{30}; \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$x = \sigma(t): \quad \left\{ \begin{aligned} -\lambda_1 \frac{\partial T}{\partial x} &= r_{t20} \frac{d\sigma}{dt}; \\ k_3 \rho_3 \frac{\partial p}{\partial x_{|\sigma=0}} - k_3 \rho_3 \frac{\partial p}{\partial x_{|\sigma=0}} &= \rho_{20} \frac{d\sigma}{dt}; \end{aligned} \right. \quad (6)$$

где t – время; ρ – плотность сухого твердого каркаса; c – удельная теплоемкость бетона; λ – коэффициент теплопроводности сухого кар-

каса; T – температура твердого каркаса вместе с паром, K ; ρ_3 – плотность пара в микропорах; p – давление пара в микропорах; k_3 – коэффициент фильтрации пара по порам; j_3 – массовая плотность потока пара по порам; M – молярная масса воды; R – газовая постоянная; r_t – удельная теплота парообразования; α_f – коэффициент межфазного теплообмена между нагреваемой поверхностью и огневой средой; α_c – коэффициент межфазного теплообмена между ненагреваемой поверхностью и холодной средой; T_f – температура огневой среды.

Преобразовав уравнение (3) с учетом (7), для ρ_3 получим следующее уравнение:

$$\frac{\partial \rho_3}{\partial t} = \frac{8r}{3} \sqrt{\frac{R}{2\pi M}} \frac{\partial (\rho_3 \sqrt{T})}{\partial x}. \quad (8)$$

На нулевом, подготовительном этапе рассчитывается поле температур в сечении плиты до тех пор, пока температура нагреваемой поверхности не достигнет 100 °С.

С этого момента начинается первый этап расчета – определение поля температур в плите с учетом процессов испарения влаги и диффузии образовавшегося пара по микропорам, а также определение внутрипорового давления. Этап завершается, когда граница парообразования достигает ненагреваемой поверхности плиты, т.е. все сечение плиты прогревается не менее чем до 100 °С.

На втором этапе рассчитывается нагрев плиты, не содержащей свободной влаги. Для этого решается задача, учитывающая только теплопроводность.

Для численного исследования указанных процессов написана программа на языке ФОРТРАН [1]. Опишем разностную аппроксимацию задачи, реализованную в программе на каждом из указанных этапов расчета.

Поскольку при температуре бетона ниже 100 °С не происходит испарения и плотность пара в порах не изменяется, на этом этапе производится только расчет температурного поля в соответствии с уравнением теплопроводности

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right), \quad 0 \leq x \leq \ell \quad (9)$$

с начальными условиями

$$t = 0: \quad T(x, 0) = T_0 \quad (10)$$

и граничными условиями

$$\begin{aligned} x=0: & -\lambda \partial T / \partial x = \alpha_f (T_f - T), \\ x=\ell: & \lambda \partial T / \partial x = \alpha_c (T_0 - T). \end{aligned} \quad (11)$$

Осуществляется разностная аппроксимация уравнения (9) и краевых условий (10), (11). Отрезок $0 \leq x \leq \ell$ разбиваем на n участков, каждый из которых содержит узел (рис. 1).

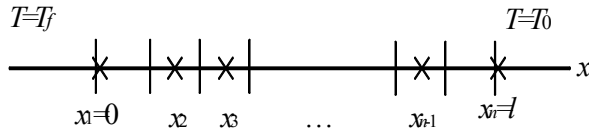


Рис. 1. Сеточное разбиение области $0 \leq x \leq \ell$

Во внутренних точках области $0 < x < \ell$, т.е. $1 < i < n$ разностная аппроксимация уравнения (9) выглядит следующим образом:

$$\begin{aligned} A_i T_{i+1} + B_i T_i + C_i T_{i-1} + D_i &= 0, \quad A_i = -1/R_{i+1}; \\ R_{i+1} &= (x_{i+1} - x_i) / \lambda_{i+1}; \quad B_i = c v_i \rho / \tau + 1/R_i + 1/R_{i+1}; \\ c v_i &= c_i \cdot (x_{i+1} - x_{i-1}) / 2; \\ C_i &= -1/R_i; \quad D_i = -c v_i \rho / \tau \cdot T_i^*, \end{aligned} \quad (12)$$

где T_i – температура твердого каркаса в i -ом узле на текущем шаге по времени; T_i^* – температура твердого каркаса в i -ом узле на предыдущем шаге по времени (на нулевом шаге по времени $T_i^* = T_0$); λ_i – коэффициент теплопроводности твердого каркаса в i -ом узле при температуре T^* ; c_i – удельная теплоемкость твердого каркаса в i -ом узле при температуре T_i^* ; ρ – плотность твердого каркаса; τ – шаг разностной схемы по времени.

Эти уравнения дополняются уравнениями, аппроксимирующими краевые условия:

$$\begin{aligned} x=0: & A_1 T_2 + B_1 T_1 + D_1 = 0; \\ x=\ell: & B_n T_n + C_n T_{n-1} + D_n = 0; \quad A_1 = -1/r_2; \\ B_1 &= c v_1 / \tau + 1/r_2 + \alpha_f; \quad c v_1 = c_1 \cdot x_2; \\ D_1 &= -c v_1 \rho / \tau \cdot T_i^* - \alpha_f \cdot T_f; \\ B_n &= c v_n / \tau + 1/r_n + \alpha_c; \quad c v_n = c_n \cdot (x_n - x_{n-1}); \\ C_n &= -1/r_n; \quad D_n = -c v_n \rho / \tau \cdot T_n^* - \alpha_c \cdot T_0. \end{aligned} \quad (13)$$

Таким образом, получена трехдиагональная система уравнений (12), (13), которая на каждом шаге по времени решается методом прогонки. Процесс осуществляется до тех пор, пока не выполнится условие $T_1 = T_\varepsilon = 100^\circ \text{C}$. Время процесса обозначим через t_0 , полученное в результате температурное поле обозначим че-

рез T° . Это температурное поле используется в качестве начального при расчетах на следующем этапе.

Рассмотрим распределение температур по толщине сталебетонной плиты 23 см [3], нагреваемую с одной стороны, и изучим скорость движения зоны испарения $T = 100^\circ \text{C}$ по сечению сталебетонной плиты.

Пенобетон рассматривался плотностью $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$; $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$; $\gamma = 400 \text{ кг/м}^3$; $\gamma = 300 \text{ кг/м}^3$ с влажностью 3 %, 10 %, 20 %, 60 %, 75 %.

Зависимость скорости движения зоны испарения $T = 100^\circ \text{C}$ от влажности пенобетона различной плотности, для рассматриваемого времени (50 мин), имеет одинаковый характер.

Для пенобетона плотностью $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$, имеющий влажность 3 % граница испарения влажной области заканчивается на 0,09 м; при влажности 10 % – 0,060 м; при влажности 20 % – 0,047 м; при влажности 60 % – 0,027 м; тогда как при влажности 75 % граница испарения влажной области достигает 0,022 м.

Для пенобетона плотностью $\gamma = 300 \text{ кг/м}^3$, имеющий влажность 3 % граница испарения влажной области заканчивается на 0,087 м; при влажности 10 % – 0,062 м; при влажности 20 % – 0,048 м; при влажности 60 % – 0,031 м; тогда как при влажности пенобетона 75 % граница испарения влажной области достигает 0,028 м (рис. 2).

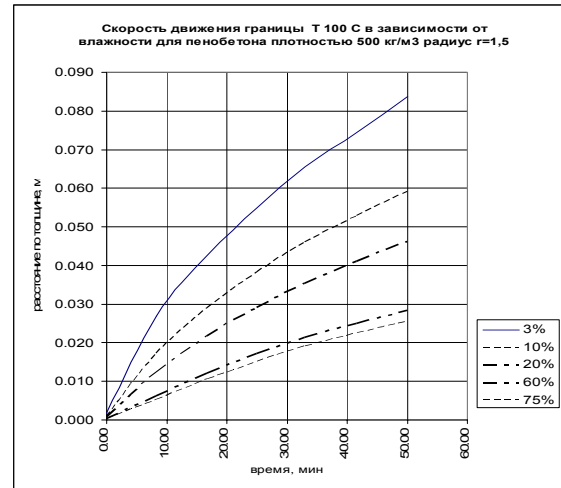


Рис. 2. Скорость движения границы 100°C в зависимости от влажности для пенобетона плотностью 500 кг/м^3

Темп прогрева сталебетонных плит различной плотности до температур выше 100°C при одинаковой влажности мало отличается при влажности 3 % (рис. 3).

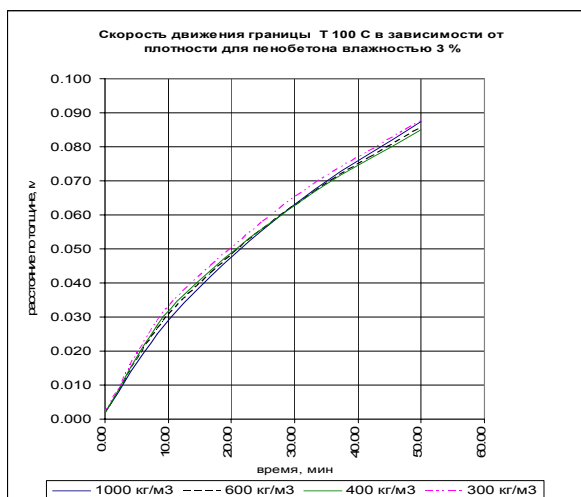


Рис. 3. Скорость движения границы 100 °С в зависимости от плотности для пенобетона влажностью 3 %

При влажности пенобетона, составляющей 20 % распространение перехода границы фаз составляет 0,045...0,047 м для плотности пенобетона 1000 кг/м³ до 300 кг/м³ соответственно (рис. 4).

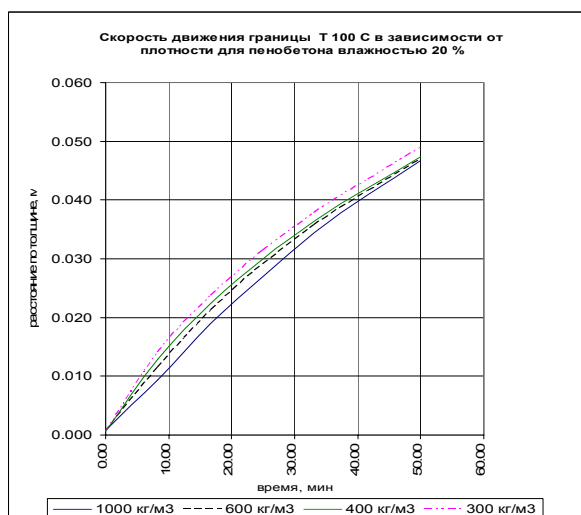


Рис. 4. Скорость движения границы 100 °С в зависимости от плотности для пенобетона влажностью 20 %

С увеличением влажности до 75 % распространение перехода границы фаз составляет 0,023 м для плотности пенобетона 1000 кг/м³, когда для пенобетона плотностью $\gamma = 300$ кг/м³ распространение перехода границы фаз составляет 0,027 м (рис.5).

Таким образом, численные исследования температурно-влажностных полей показывают, что зависимость скорости движения зоны испарения $T = 100$ °С от влажности пенобетона различной плотности, для рассматриваемого времени (50 мин), имеет одинаковый характер.

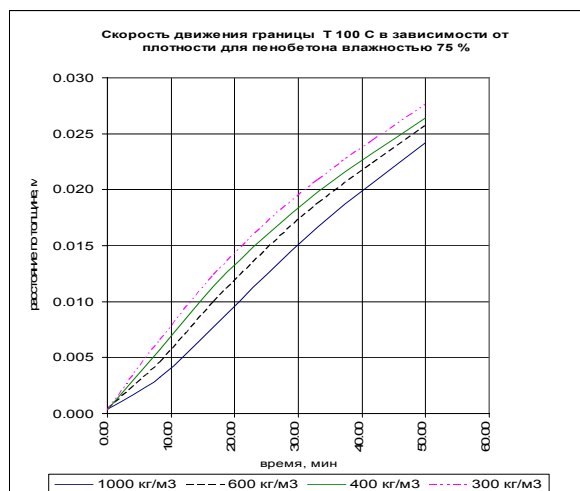


Рис. 5. Скорость движения границы 100 °С в зависимости от плотности для пенобетона влажностью 75 %

Увеличение плотности пенобетона ведет к снижению темпа распространения границы фазового перехода.

Применим методику, предложенную К. Ф. Фокиным [4], и выполним расчет нестационарного влажностного режима современных ограждающих конструкций. Рассмотрим сталебетонную плиту перекрытия [3], сочетающую в себе функции несущей и теплоизолирующей конструкции. Плита включает многопустотную пенобетонную плиту, армированную стальной мембраной, расположенной в нижнем поясе плиты.

Дифференциальное уравнение для диффузии водяного пара имеет следующий вид:

$$\frac{\partial e}{\partial z} = \frac{\mu}{\xi \gamma} \cdot \frac{\partial^2 e}{\partial x^2}, \quad (14)$$

где e – упругость водяного пара; μ – коэффициент пароемкости материала; ξ – удельная пароемкость материала.

Для определенного значения относительной упругости водяного пара величина относительной пароемкости материала будет:

$$\xi_0 = \frac{d\omega}{d\phi} 1000, \quad \xi = \frac{\xi_0}{E}, \quad (15)$$

где E – максимальная упругость водяного пара, соответствующая температуре t .

Рассмотрена общая формула для определения упругости водяного пара в любой плоскости через интервал времени ΔZ по упругостям в этой же плоскости и в двух соседних плоскостях в предыдущий момент (16, 17).

$$\frac{\partial e}{\partial z} = \frac{\mu}{\xi_0 \gamma} E_t \frac{\partial^2 e}{\partial x^2}; \quad (16)$$

$$\frac{\Delta e}{\Delta Z} = \frac{\mu}{\xi_0 \gamma} E_t \frac{\Delta^2 e}{\Delta x^2}. \quad (17)$$

Расчет изменения упругости водяного пара во времени сводится к последовательному вычислению упругостей во всех плоскостях стенки через равные интервалы времени ΔZ (18, 19)

$$e_{n,z+1} = e_{n,z} + \frac{\mu}{\xi_0 \gamma} E_t \frac{\Delta Z}{\Delta x^2} (e_{n+1,z} - 2e_{n,z} + e_{n-1,z}) \quad (18)$$

$$\Delta e_0 = \frac{2\Delta Z}{\Delta x \gamma \xi_0} E_0 \left(\frac{e_s - e_{0,z}}{R_{s,n}} - \frac{e_{0,z} - e_{1,z}}{R_{\Delta n}} \right). \quad (19)$$

где Δe_0 – изменение упругости водяного пара на поверхности, граничащей с воздухом, за время ΔZ в мм. рт. ст.; E_0 – максимальная упругость водяного пара на этой поверхности в мм. рт. ст.

$$e_{0,z+1} = \frac{R_{\Delta n} e_s + R_{s,n} e_{1,z}}{R_{s,n} + R_{\Delta n}} \quad (20)$$

В табл. 1 и 2 помещены исходные данные для расчета влажностного режима современных ограждающих конструкций при нестационарных условиях и приведены типы ограждающих конструкций температурно-влажностный режим которых изучался.

Таблица 1

Типы ограждающих конструкций

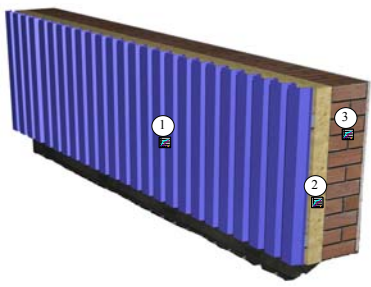
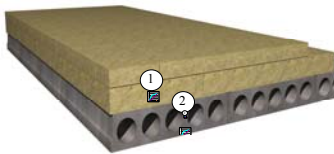
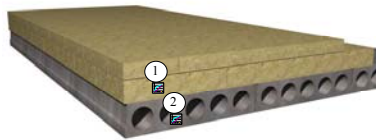
Наружная ограждающая конструкция	Чердачная плита перекрытия	Предложенная многопустотная сталебетонная плита
		
1 – профилированный лист; 2 – утеплитель PANELROCK; 3 – кирпич полнотелый	1 – утеплитель SUPERROCK; 2 – железобетонное перекрытие	1 – утеплитель SUPERROCK; 2 – сталебетонная пустотная плита перекрытия

Таблица 2

Климатические расчетные данные для г. Харькова

Месяц	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Средняя
Относительная влажность	84	83	81	68	60	64	66	64	70	77	86	87	74
Температура наружного воздуха	-7	-5,7	-0,3	8,9	15,6	19,0	20,4	19,5	14,1	7,3	1,3	-3,3	7,5
Средняя расчетная влажность	5,65	5,6	5,29	4,52	4,03	3,95	3,93	3,94	4,23	4,78	5,29	5,53	4,72

Сезонное изменение влажности в сталебетонной плите описывается следующей функцией:

$$y = a + b \cdot \cos(ca + d), \quad (21)$$

где $a = 4,728$; $b = 0,948$; $c = 0,523$; $d = -0,449$ – постоянные коэффициенты.

Выводы

1. Проведенные численные исследования температурно-влажностных полей позволяют сделать вывод, что зависимость скорости движения зоны испарения $T = 100$ °С от влажности пенобетона различной плотности, для рассматриваемого времени (50 мин), имеет одинаковый характер.

2. Увеличение плотности пенобетона ведет к снижению темпа распространения границы фазового перехода.

3. Выполненные расчеты сезонного распределения влажности в сталебетонной плите при нестационарных условиях показывают, что изменение влажности не превышает допустимых пределов – 6 %.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Чихладзе, Э. Д. Огнестойкость бетонных и сталебетонных конструкций [Текст] / Э. Д. Чихладзе, А. И. Жакин, М. А. Веревичева. – Х.: ХарДАЗТУ, 2000. – Вып. 40. – 97 с.
2. Жакин, А. И. Теория теплообмена в пористых средах [Текст] / А. И. Жакин, Э. Д. Чихладзе, М. А. Веревичева // Изв. ВУЗов. Строительство. – 1998. – № 1. – С. 111-116.
3. Гапонова, Л. В. Компьютерные исследования теплофизических свойств сталебетонных плит [Текст] / Л. В. Гапонова // Наукові нотатки: міжвуз. зб. за напрямом Інженерна механіка. – Луцьк: ЛНТУ. – Вип. 25, Ч. 1. – С. 83-88.
4. Фокин, К. Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий [Текст] / К. Ф. Фокин. – М.: Стройиздат, 1973. – 287 с.

Поступила в редколлегию 17.05.2011.

Принята к печати 25.05.2011.

Б. Г. ШЕЛЕСТОВСЬКИЙ, Г. В. ГАБРУССВ (Тернопільський національний технічний університет ім. І. Пулюя)

ТИСК КІЛЬЦЕВОГО ШТАМПА НА ІЗОТРОПНИЙ ШАР ІЗ ЗАЛИШКОВИМИ ДЕФОРМАЦІЯМИ, СПРИЧИНЕНИМИ ЗОСЕРЕДЖЕНИМ НАГРІВОМ ПРИ ЗВАРЮВАННІ

Отримано формули для визначення контактних напружень у шарі, в який втискується абсолютно гладкий штамп при наявності в шарі залишкових деформацій, що зумовлені зосередженим нагрівом при зварюванні. Наведено числовий приклад і показано, що наявність у шарі залишкових деформацій суттєво впливає на величину і характер розподілу контактних напружень.

Ключові слова: кільцевий штамп, залишкова деформація, температура, рівняння Пуассона

Получены формулы для определения контактных напряжений в слое, в который втискивается абсолютно гладкий штамп при наличии в слое остаточных деформаций, которые обусловлены сосредоточенным нагревом при сварке. Приведен численный пример и показано, что наличие в слое остаточных деформаций существенно влияет на величину и характер распределения контактных напряжений.

Ключевые слова: кольцевой штамп, остаточная деформация, температура, уравнение Пуассона

Formulae for finding contact stresses in the layer, in which perfectly smooth punch is pressed, when residual deformations are available in the layer caused by the localized heating under welding, are obtained. A numerical example is given and it is shown that the presence in the layer of residual deformations essentially affect the value and character of distribution of contact stresses.

Keywords: rotary die, residual strain, temperature, Poisson's equation

Визначення міцності елементів конструкцій при їх контактній взаємодії знаходить широке застосування в машинобудуванні, приладобудуванні та інших галузях промисловості. Вплив температурних полів на характер контактної взаємодії досліджувалось в багатьох працях, зокрема в [1]. Для зварних конструкцій актуальними є дослідження впливу залишкових зварювальних напружень на величину і характер розподілу напружень контактної взаємодії їх елементів з твердими жорсткими або пружними масивними тілами (штампами, бандажами) [2].

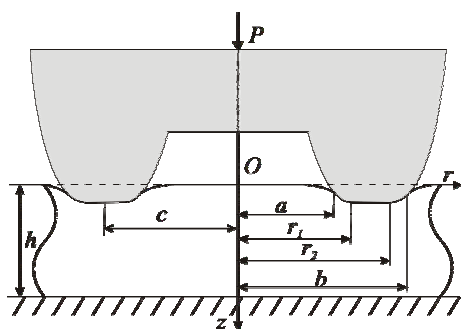


Рис. 1. Схема взаємодії кільцевого штампа з шаром

Нехай в ізотропний шар товщиною h , який віднесений до циліндричної системи координат r, φ, z , який спаяний з жорсткою основою, втискується поступально (без повороту) абсолютно гладкий кільцевий штамп силою P

(рис. 1). Гладкість означає, що на поверхні контакту дотичні напруження дорівнюють нулю; відсутність повороту свідчить, що зусилля, які прикладені до штампа, зводяться до рівнодійної, спрямованої вздовж осі штампа. В області контакту штамп обмежений поверхнею обертання, яка складається з трьох частин: плоскої поверхні для $r_1 \leq r \leq r_2$ та параболоїдів з вершинами в точках r_1, r_2 .

В циліндричній системі координат з початком на верхній площині шару функцію $W(r)$, яка описує вертикальні переміщення точок області контакту шару із штампом, можна записати так:

$$\begin{aligned} W(r) &= W(a) + \frac{1}{2R_1} \left[(r_1 - a)^2 - (r_1 - r)^2 \right], & a \leq r \leq r_1; \\ W(r) &= W(a) + \frac{1}{2R_1} (r_1 - a)^2, & r_1 < r \leq c; \\ W(r) &= W(b) + \frac{1}{2R_2} (r_2 - b)^2, & c < r \leq r_2; \\ W(r) &= W(b) + \frac{1}{2R_2} \left[(r_2 - b)^2 - (r_2 - r)^2 \right], & r_2 < r \leq b, \end{aligned} \quad (1)$$

де $c = \frac{r_1 + r_2}{2}$, R_1 та R_2 – радіуси кривини параболоїдів.

На верхній поверхні шару відбувся зосереджений нагрів при зварюванні і в шарі виникло поле залишкових деформацій, яке на основі експериментальних даних можна описати виразами [3]:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{rr}^0 &= -\varepsilon_0(1 - \omega p^2 r^2) \exp(-p^2 r^2) f(z), \\ \varepsilon_{\theta\theta}^0 &= -\varepsilon_0(1 + \omega p^2 r^2) \exp(-p^2 r^2) f(z), \\ \varepsilon_{zz}^0 &= -(\varepsilon_{rr}^0 + \varepsilon_{\theta\theta}^0), \quad \varepsilon_{r\theta}^0 = \varepsilon_{rz}^0 = \varepsilon_{z\theta}^0, \\ f(z) &= C_0 + \sum_{n=1}^{N_1} C_n \cos \frac{\pi n z}{h}.\end{aligned}$$

Диференціальні рівняння рівноваги тіла із залишковими деформаціями в осесиметричному випадку записуються у вигляді:

$$\begin{aligned}\mu \nabla^2 u_r + (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial r} - \mu \frac{u_r}{r^2} + \\ + 2\mu \left[\frac{\partial \varepsilon_{rr}^0}{\partial r} + \frac{1}{r} (\varepsilon_{rr}^0 - \varepsilon_{\varphi\varphi}^0) \right] &= 0, \\ \mu \nabla^2 u_z + (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial z} - 2\mu \frac{\partial}{\partial z} (\varepsilon_{rr}^0 + \varepsilon_{\varphi\varphi}^0) &= 0.\end{aligned}$$

Частинний розв'язок рівнянь рівноваги будеться за допомогою двох ключових функцій φ та ψ які задовольняють рівняння Пуассона

$$\begin{aligned}\nabla^2 \psi &= F(r, z) - 2(\omega^0(r, z) - \varepsilon_{zz}^0), \\ \nabla^2 \varphi &= F(r, z), \\ \omega^0(r, z) &= \varepsilon_{rr}^0 + \int \frac{1}{r} (\varepsilon_{rr}^0 - \varepsilon_{\theta\theta}^0) dr,\end{aligned}\tag{2}$$

а функція $F(r, z)$ задовольняє рівняння

$$\begin{aligned}(\lambda + 2\mu) \nabla^2 F = \\ 2\mu \nabla^2 \omega^0 + 2(\lambda + \mu) \frac{\partial^2}{\partial z^2} (\omega^0 - \varepsilon_{zz}^0).\end{aligned}\tag{3}$$

Розв'язавши рівняння (2), (3) знайдемо функції F , φ , ψ :

$$\begin{aligned}F(r, z) &= -m_1(1 + \omega - \omega p^2 r^2) e^{-p^2 r^2} f(z) - \\ &- \frac{m_2 \pi^2}{2p^2} \sum_{n=1}^{N_1} n^2 C_n \cos \frac{\pi n z}{h} \times \\ &\times \int_0^\infty \frac{\alpha}{\alpha^2 h^2 + \pi^2 n^2} \left(3 + \frac{\omega \alpha^2}{4p^2} \right) e^{-\frac{\alpha^2}{4p^2}} J_0(\alpha r) d\alpha,\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varphi(r, z) &= \frac{m_1}{2p^2} \int_0^\infty \frac{1}{\alpha} \left(1 + \frac{\omega \alpha^2}{4p^2} \right) e^{-\frac{\alpha^2}{4p^2}} J_0(\alpha r) d\alpha + \\ &+ \frac{h^2}{2p^2} \sum_{n=1}^{N_1} C_n \cos \frac{\pi n z}{h} \int_0^\infty \frac{\alpha}{\alpha^2 h^2 + \pi^2 n^2} \times \\ &\times \left[m_1 \left(1 + \frac{\omega \alpha^2}{4p^2} \right) + \frac{m_2 \pi^2 n^2}{\alpha^2 h^2 + \pi^2 n^2} \left(3 + \frac{\omega \alpha^2}{4p^2} \right) \right] \times \\ &\times e^{-\frac{\alpha^2}{4p^2}} \cdot J_0(\alpha r) d\alpha, \\ \psi(r, z) &= \varphi(r, z) + \psi_1(r, z), \\ \psi_1(r, z) &= -\frac{1}{p^2} \int_0^\infty \frac{1}{\alpha} \left(3 + \frac{\omega \alpha^2}{4p^2} \right) e^{-\frac{\alpha^2}{4p^2}} \cdot J_0(\alpha r) d\alpha - \\ &- \frac{h^2}{p^2} \sum_{n=1}^{N_1} C_n \cos \frac{\pi n z}{h} \int_0^\infty \frac{\alpha}{\alpha^2 h^2 + \pi^2 n^2} \left(3 + \frac{\omega \alpha^2}{4p^2} \right) \times \\ &\times e^{-\frac{\alpha^2}{4p^2}} \cdot J_0(\alpha r) d\alpha.\end{aligned}$$

Компоненти напруженого стану $\bar{\sigma}_{ij}$, що відповідають частинному розв'язку рівнянь рівноваги визначаються за формулами:

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{zz} &= m_2 \left\{ 2(v - 2 - v\omega + \omega v p^2 r^2) e^{-p^2 r^2} \cdot f(z) + \right. \\ &+ \frac{\pi^2}{p^2} \sum_{n=1}^{N_1} n^2 C_n \cos \frac{\pi n z}{h} \int_0^\infty \frac{\alpha}{\alpha^2 h^2 + \pi^2 n^2} \times \\ &\times \left[v \Phi_2(\alpha) + 5 - 4v + \frac{\omega \alpha^2}{4p^2} - \frac{\pi^2 n^2}{\alpha^2 h^2 + \pi^2 n^2} \Phi_2(\alpha) \right] \times \\ &\times e^{-\frac{\alpha^2}{4p^2}} \cdot J_0(\alpha r) d\alpha \left. \right\}; \\ \bar{\sigma}_{rz} &= \frac{m_2 h \pi}{p^2} \sum_{n=1}^{N_1} n C_n \sin \frac{\pi n z}{h} \int_0^\infty \frac{\alpha^2}{\alpha^2 h^2 + \pi^2 n^2} \times \\ &\times \left[v - 2 - v \frac{\omega \alpha^2}{4p^2} + \frac{\pi^2 n^2}{\alpha^2 h^2 + \pi^2 n^2} \Phi_2(\alpha) \right] \times \\ &\times e^{-\frac{\alpha^2}{4p^2}} \cdot J_1(\alpha r) d\alpha; \\ \Phi_1(\alpha) &= 1 + \frac{\omega \alpha^2}{4p^2}, \quad \Phi_2(\alpha) = 3 + \frac{\omega \alpha^2}{4p^2}, \\ m_1 &= \frac{1 - 2v}{1 - v}, \quad m_2 = \frac{1}{1 - v}.\end{aligned}$$

Формули для визначення напружень у шарі запишемо так:

$$\sigma_{ij} = \bar{\sigma}_{ij} + \bar{\bar{\sigma}}_{ij},$$

де складові $\bar{\bar{\sigma}}_{ij}$ виражаються функцією Лява L , яку у випадку осовової симетрії зручно представити через інтеграл Ганкеля

$$L = \int_0^\infty \alpha^{-2} \left[A(\alpha) sh\alpha z + B(\alpha) ch\alpha z + \right. \\ \left. + \alpha z (C(\alpha) sh\alpha z + D(\alpha) ch\alpha z) \right] \cdot J_0(\alpha z) d\alpha.$$

Задовольняючи граничні умови $\sigma_{rz}=0$ при $z=0$, $u_z=0$ при $z=h$ та $u_r=0$ при $z=h$, одержимо систему трьох алгебраїчних рівнянь відносно функцій $A(\alpha)$, $B(\alpha)$, $C(\alpha)$, $D(\alpha)$.

$$\begin{aligned} 2\nu C + B &= 0, \\ [2(1-2\nu)C - B - \alpha h D] ch\alpha h + \\ + [2(1-2\nu)D - A - \alpha h C] sh\alpha h &= 0 \\ [A + D + \alpha h C] ch\alpha h + \\ + [B + C + \alpha h D] sh\alpha h &= 0 \end{aligned} \quad (4)$$

Виразимо $A(\alpha)$, $B(\alpha)$, $D(\alpha)$ через $C(\alpha)$ із співвідношень (4)

$$\begin{aligned} A(\alpha) &= \frac{8(1-\nu)^2 + 2\nu(3-4\nu)sh^2\alpha h}{(3-4\nu)ch\alpha h \cdot sh\alpha h - \alpha h} C(\alpha), \\ B(\alpha) &= -2\nu C(\alpha), \\ D(\alpha) &= \frac{2(\nu-1) + (4\nu-3)sh^2\alpha h}{(3-4\nu)ch\alpha h \cdot sh\alpha h - \alpha h} C(\alpha). \end{aligned}$$

Задовольняючи граничні умови $\sigma_{zz}=0$ при $z=0$, $0 \leq r \leq a$, $r > b$ та $u_z = w(r)$ при $a \leq r \leq b$ приходимо до інтегральних рівнянь задачі

$$\begin{aligned} \int_0^\infty C(\alpha) J_0(\alpha r) d\alpha &= \frac{m_1}{2} W(r), a \leq r \leq b, \quad (5) \\ \int_0^\infty \alpha \left[-\frac{2G}{1-2\nu} \frac{C(\alpha)}{\Delta^*(\alpha)} + 2G(f_1(\alpha) + f_2(\alpha)) \right] \times \\ \times J_0(\alpha r) d\alpha &= 0, \quad 0 \leq r \leq a, r \geq b; \quad (6) \\ f_1(\alpha) &= \frac{m_2}{2} \left(\frac{\nu-2}{p^2} - \frac{\nu\omega\alpha^2}{4p^4} \right) \left(C_0 + \sum_{n=1}^{N_1} C_n n^2 \right) e^{-\frac{\alpha^2}{4p^4}}, \\ f_2(\alpha) &= \frac{m_2}{2} \frac{\pi^2}{p^2} \sum_{n=1}^{N_1} \frac{C_n n^2}{\alpha^2 h^2 + \pi^2 n^2} \times \\ \times \left[\left(\nu - \frac{\pi^2 n^2}{\alpha^2 h^2 + \pi^2 n^2} \right) \Phi_2(\alpha) + 5 - 4\nu + \frac{\omega\alpha^2}{4p^2} \right] e^{-\frac{\alpha^2}{4p^2}}, \end{aligned}$$

$$\Delta^*(\alpha) = \frac{(4\nu-3)ch\alpha h \cdot sh\alpha h + \alpha h}{22\nu - 12\nu^2 - 10 + (4\nu-3)sh^2\alpha h}.$$

Рівняння (6) запишемо у вигляді

$$\begin{aligned} \int_0^\infty \alpha \left\{ -\frac{2G}{1-2\nu} \cdot \frac{C(\alpha)}{\Delta^*(\alpha)} + 2G\varepsilon_0^*(f_1(\alpha) + f_2(\alpha)) \right\} \times \\ \times J_0(\alpha r) d\alpha = \\ X(r) [u(r-a) - u(r-b)], 0 \leq r < \infty, \quad (7) \end{aligned}$$

де $u(x)$ – одинична функція Хевісайда.

Застосуємо до співвідношення (7) теорему обернення інтегрального перетворення Ганкеля

$$\begin{aligned} -\frac{2G}{1-2\nu} \cdot \frac{C(\alpha)}{\Delta^*(\alpha)} + 2G\varepsilon_0^*(f_1(\alpha) + f_2(\alpha)) = \\ \int_a^b r X(r) J_0(\alpha r) dr = \Psi(\alpha). \end{aligned} \quad (8)$$

Візьмемо функцію $X(r)$ у вигляді:

$$\begin{aligned} X(r) = \sum_{n=1}^N a_n \left[J_0\left(\frac{r}{a}\gamma_n\right) \cdot N_0(\gamma_n) - \right. \\ \left. - J_0(\gamma_n) \cdot N_0\left(\frac{r}{a}\gamma_n\right) \right], \end{aligned} \quad (9)$$

де $N_0(x)$ – функція Неймана, a_n – невідомі поки що коефіцієнти, γ_n – додатні корені рівняння:

$$J_0\left(\frac{b}{a}z\right) \cdot N_0(z) - J_0(z) \cdot N_0\left(\frac{b}{a}z\right) = 0.$$

Відзначимо, що функція $X(r)$ визначає шукані контактні напруження під штапом.

Обчислимо інтеграл (8), враховуючи вираз (9) для функції $X(r)$

$$\begin{aligned} \Psi(\alpha) &= \sum_{n=1}^N \frac{a_n}{\alpha^2 - \left(\frac{\gamma_n}{a}\right)^2} \times \\ \times \left[\frac{2}{\pi} J_0(a\alpha) - J_0(b\alpha) R(\gamma_n) \right], \quad (10) \\ R(\gamma_n) &= \frac{b}{a} \gamma_n \left[N_0(\gamma_n) J_1\left(\frac{b}{a}\gamma_n\right) - \right. \\ &\quad \left. - J_0(\gamma_n) N_1\left(\frac{b}{a}\gamma_n\right) \right]. \end{aligned}$$

З (8) знайдемо

$$C(\alpha) = -\frac{1-2\nu}{2G} \Delta^*(\alpha) \Psi(\alpha) + \\ + (1-2\nu) \Delta^*(\alpha) \varepsilon_0^* (f_1(\alpha) + f_2(\alpha)). \quad (11)$$

Підставимо (11) в (5), одержимо вираз для $W(r)$ через функцію $\Psi(\alpha)$

$$W(r) = \frac{2}{m_1} \int_0^\infty \left[-\frac{1-2\nu}{2G} \Delta^*(\alpha) \Psi(\alpha) + \right. \\ \left. + (1-2\nu) \varepsilon_0^* \Delta^*(\alpha) f_1(\alpha) \right] J_0(\alpha r) d\alpha, \\ a \leq r \leq b. \quad (12)$$

З врахуванням (12) та (10), співвідношення (1), після переходу до безрозмірних величин $\rho = \frac{r}{b}$, $\varepsilon = \frac{a}{b}$, $\alpha = \frac{\beta}{b}$, $S_1 = b^2 p^2$, $c_1 = \frac{c}{b}$, $k_2 \beta = \alpha h$, $k_2 = \frac{h}{b}$, набуває вигляду:

$$\sum_{n=1}^N a_n \int_0^\infty \frac{\Delta^*(\beta)}{\beta^2 - \frac{\gamma_n^2}{\varepsilon^2}} \left[\frac{2}{\pi} J_0(\varepsilon \beta) - J_0(\beta) R_n(\gamma_n) \right] \times \\ \times \left\{ \frac{J_0(\rho \beta) - J_0(\varepsilon \beta)}{J_0(\rho \beta) - J_0(\beta)} \right\} d\beta = \\ = \frac{-Gb}{1-\nu} \left\{ \begin{aligned} & \frac{1}{2R_1} [(x_1 - \varepsilon)^2 - (x_1 - \rho)^2], \varepsilon \leq \rho < x_1; \\ & \frac{1}{2R_1} (x_1 - a)^2, \quad x_1 \leq \rho \leq c_1; \\ & \frac{1}{2R_2} (1 - x_2)^2, \quad c_1 < \rho \leq x_2; \\ & \frac{1}{2R_2} [(1 - x_2)^2 - (x_2 - \rho)^2], x_2 < \rho < 1. \end{aligned} \right\} + \\ + \frac{G\varepsilon_0 m_2}{S_1} \int_0^\infty \Delta^*(\beta) \left\{ \left(\nu - 2 - \frac{\nu \omega \beta^2}{4S_1} \right) + \right. \\ \left. + \pi^2 k^2 \sum_{n=1}^{N_1} c_n n^2 \left\{ \frac{1}{k_2^2 \beta^2 + \pi^2 n^2} \left[\left(\nu - \frac{\pi^2 n^2}{k_2^2 \beta^2 + \pi^2 n^2} \right) \cdot \right. \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. \times \left(3 + \frac{\omega \beta^2}{4S_1^2} \right) + 5 - 4\nu + \frac{\omega \beta^2}{4S_1^2} \right] \right\} \right\} \cdot e^{-\frac{\beta^2}{4S_1}} \times \\ \times \left\{ \frac{J_0(\rho \beta) - J_0(\varepsilon \beta)}{J_0(\rho \beta) - J_0(\beta)} \right\} d\beta \quad (13)$$

і є основною рівністю для визначення невідомих коефіцієнтів a_n ($n = \overline{1, N}$).

Для побудови розв'язку задачі покладемо

$$a_n = -\frac{Gb}{(1-\nu)2R_1} y_n^{(1)} - \frac{Gb}{(1-\nu)2R_2} y_n^{(2)} + \\ + \frac{\varepsilon_0^* G}{(1-\nu)} y_n^{(3)} \quad (14)$$

та використаємо метод суперпозиції для розв'язування системи лінійних алгебраїчних рівнянь. Будемо вимагати виконання рівності (13) в точках $\rho_1 = \varepsilon + \Delta\rho$, $\rho_2 = \varepsilon + 2\Delta\rho$, ...,

$$\rho_{n-1} = \varepsilon + (n-1)\Delta\rho, \quad \rho_N = 1, \quad \Delta\rho = \frac{1-\varepsilon}{N}.$$

Отже, системи лінійних алгебраїчних рівнянь для визначення $y_n^{(i)}$ ($i = 1, 2, 3$) набудуть вигляду

$$\sum_{n=1}^N \alpha_{jn}^* \cdot y_n^{(i)} = F_i^*(\rho_j), \quad (j = \overline{1, N}) \quad (i = 1, 2, 3),$$

де

$$\alpha_{jn}^* = \int_0^\infty \Delta^*(\beta) \frac{\varepsilon^2}{\beta^2 \varepsilon^2 - \gamma_n^2} \times \\ \times \left[\frac{2}{\pi} J_0(\varepsilon \beta) - J_0(\beta) R_n(\gamma_n) \right] \times \\ \times \left\{ \frac{J_0(\rho_j \beta) - J_0(\varepsilon \beta)}{J_0(\rho_j \beta) - J_0(\beta)} \right\} d\beta, \\ F_1^*(\rho_j) = \begin{cases} (x_1 - \varepsilon)^2 - (x_1 - \rho_j)^2, & \varepsilon \leq \rho_j < x_1, \\ (x_1 - \varepsilon)^2, & x_1 \leq \rho_j < c_1, \\ 0, & c_1 < \rho_j \leq 1; \end{cases} \\ F_2^*(\rho_j) = \begin{cases} 0, & \varepsilon \leq \rho_j < c_1, \\ (1 - x_2)^2, & c_1 < \rho_j \leq x_2, \\ (1 - x_2)^2 - (\rho_j - x_2)^2, & x_2 < \rho_j \leq 1; \end{cases} \\ F_3^*(\rho_j) = \frac{1}{S_1} \int_0^\infty \Delta^*(\beta) \left\{ \nu - 2 - \frac{\nu \omega \beta^2}{4S_1} + \right. \\ \left. + \pi^2 k_2^2 \sum_{n=1}^N C_n \cdot n^2 \frac{1}{k_2^2 \beta^2 + \pi^2 n^2} \left[5 - \nu + \right. \right. \\ \left. \left. + \left(1 - \frac{\pi^2 n^2}{k_2^2 \beta^2 + \pi^2 n^2} \right) \cdot \frac{\omega \beta^2}{4S_1} \right] \right\} \times \\ \times e^{-\frac{\beta^2}{4S_1}} \left\{ \frac{J_0(\rho_j \beta) - J_0(\varepsilon \beta)}{J_0(\rho_j \beta) - J_0(\beta)} \right\} d\beta.$$

Враховуючи (14), формулу для обчислення контактних напружень під штампом запишемо так:

$$\begin{aligned} \sigma_{zz}(\rho, 0) = & -\frac{G}{1-\nu} \cdot z_1 \sum_{n=1}^N y_n^{(1)} \chi(\rho, \gamma_n) - \\ & -\frac{G}{1-\nu} \cdot z_2 \sum_{n=1}^N y_n^{(2)} \chi(\rho, \gamma_n) + \\ & + \frac{G \varepsilon_0^*}{1-\nu} \sum_{n=1}^N y_n^{(3)} \chi(\rho, \gamma_n), \end{aligned} \quad (15)$$

тут

$$z_1 = \frac{b}{2R_1}, \quad z_2 = \frac{b}{2R_2},$$

$$\chi(\rho, \gamma_n) = J_0\left(\frac{\rho}{\varepsilon} \gamma_n\right) N_0(\gamma_n) - J_0(\gamma_n) N_0\left(\frac{\rho}{\varepsilon} \gamma_n\right).$$

Вимагаючи виконання умови рівноваги штампа та умови рівності вертикальних переміщень точок області контакту при $r=r_1$ та $r=r_2$

$$2\pi \int_a^1 \rho \sigma_{zz}(\rho, 0) d\rho = -P, \quad W(r_1) = W(r_2),$$

одержимо систему двох рівнянь відносно z_1 та z_2 , розв'язавши яку матимемо:

$$\begin{aligned} z_1 = & -\frac{P}{2\pi b} z_1^{(p)} + \frac{\varepsilon_0 G}{1-\nu} z_1^{(c)}, \\ z_2 = & -\frac{P}{2\pi b^2} z_2^{(p)} + \frac{\varepsilon_0 G}{1-\nu} z_2^{(c)}. \end{aligned} \quad (16)$$

Підставляючи (16) в (15), знайдемо $\sigma_{zz}(\rho, 0) = \sigma_{zz}^{(p)}(\rho) + \sigma_{zz}^{(c)}(\rho)$, де

$$\begin{aligned} \sigma_{zz}^{(p)}(\rho) = & -\frac{P}{2\pi b^2} \left[z_1^{(p)} \sum_{n=1}^N y_n^{(1)} \chi(\rho, \gamma_n) + \right. \\ & \left. + z_2^{(p)} \sum_{n=1}^N y_n^{(2)} \chi(\rho, \gamma_n) \right], \\ \sigma_{zz}^{(c)}(\rho) = & -\varepsilon_0 \left[z_1^{(c)} \sum_{n=1}^N y_n^{(1)} \chi(\rho, \gamma_n) + \right. \\ & \left. + z_2^{(c)} \sum_{n=1}^N y_n^{(2)} \chi(\rho, \gamma_n) - \sum_{n=1}^N y_n^{(3)} \chi(\rho, \gamma_n) \right]. \end{aligned}$$

Розглянуто приклад розв'язування систем N лінійних алгебраїчних рівнянь з N невідомими $x_n^{(i)}$. Числовий аналіз виконано для $N=20$. На рис. 2-3 подано результати розподі-

лу безрозмірних складових σ_{zz}^P – пунктирна крива і σ_{zz}^* – криві 1, 2, 3 вздовж радіальної координати ρ .

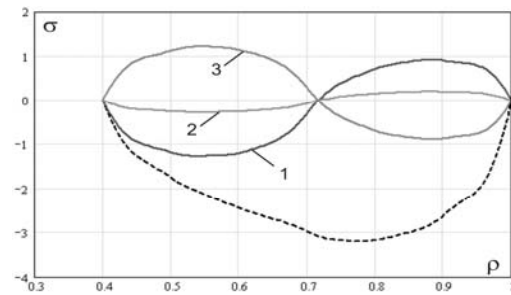


Рис. 2. Розподіл складових напружень під штампом для значень параметрів:

$x_1 = x_2 = 0.7, \varepsilon = 0.4, S_1 = 0.4, k_2 = 2, \nu = 0.3;$
1 - $c_0 = 1, c_1 = 0$; **2** - $c_0 = 1; c_1 = 0.4$, **3** - $c_0 = 1, c_1 = 1$

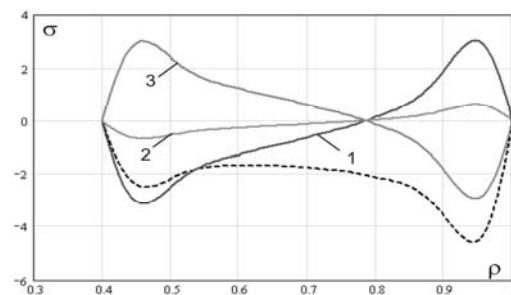


Рис. 3. Розподіл складових напружень під штампом для значень параметрів

$x_1 = 0.5, x_2 = 0.9, \varepsilon = 0.4, S_1 = 0.4, k_2 = 2, \nu = 0.3;$
1 - $c_0 = 1, c_1 = 0$; **2** - $c_0 = 1; c_1 = 0.4$, **3** - $c_0 = 1, c_1 = 1$

Залишкові напруження в шарі суттєво впливають на контактні напруження. Тому врахування залишкових деформацій є надзвичайно важливим при проведенні інженерних розрахунків, оскільки співпадання знаку силової та складової, зумовленої наявністю залишкових деформацій, може значно збільшити абсолютне значення контактних напружень під штампом.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Грилицкий, Д. В. Осесимметричные контактные задачи теории упругости и термоупругости [Текст] / Д. В. Грилицкий, Я. И. Кизыма. – Львов: Изд-во при Львов. ун-те, 1981. – 135 с.
2. Шелестовський Б. Контактна взаємодія штампа з шаром із залишковими деформаціями, зумовленими кільцевим зварним швом [Текст] / Б. Шелестовський, Г. Габрусев // Машинознавство. – 2003. - № 2. – С. 9-12.
3. Недосека, А. Я. Основы расчета сварных конструкций [Текст] / А. Я. Недосека. – К.: Вища шк. Головное изд-во, 1998. – 263 с.

Надійшла до редколегії 20.06.2011.

Прийнята до друку 29.06.2011.

АКТУАЛЬНІ АСПЕКТИ КОРИСТУВАННЯ ВАГОНАМИ ІНВЕНТАРНОГО ПАРКУ ТА ВЛАСНИМИ ПРИ ПЕРЕВЕЗЕННЯХ ВАНТАЖІВ ЗАЛІЗНИЦЯМИ УКРАЇНИ

Проведено аналіз вантажоперевезень у вагонах різних форм власності та приналежності. Досліджено питання щодо фактичного покриття витрат вагонного господарства за рахунок вагонної складової в тарифі на підставі звітних даних.

Ключові слова: вантажоперевезення, власність, витрати, тариф, вагонне господарство

Проведен анализ грузоперевозок в вагонах различных форм собственности и принадлежности. Исследован вопрос о фактическом покрытии затрат вагонного хозяйства за счет вагонной составляющей в тарифе на основе отчетных данных.

Ключевые слова: грузоперевозки, собственность, затраты, тариф, вагонное хозяйство

The analysis of freight wagons in various forms of ownership was done. The issue of the actual carriage cost reimbursement by carriage component in the tariff on the basis of accounting data was investigated.

Keywords: freight wagons, ownership, cost, tariff, reimbursement

Постановка проблеми

Відповідно до Закону України на залізничний транспорт покладено обов'язок щодо забезпечення потреб суспільного виробництва і населення країни в перевезеннях у внутрішньому і міжнародному сполученнях та надання інших транспортних послуг усім споживачам без обмежень за ознаками форми власності та видів діяльності [1]. Виконання цих функцій залізницями України ускладнюється скороченням інвентарного парку держав-учасниць СНД, що є результатом реформ залізничного транспорту в частині його передачі до складу власного дочірніх підприємств. Зазначене ставить перед залізничними адміністраціями важливі питання щодо подальшого спільного використання вагонів інвентарного парку, залучення до перевезень власних вагонів для забезпечення безперебійного процесу перевезень та відповідної системи організації взаєморозрахунків за використання цих вагонів.

Аналіз останніх досліджень і публікацій

В рамках плану робіт Координаційної постійно діючої комісії з удосконалення нормативної правової бази організації розрахунків в міжнародному залізничному сполученні, яка створена рішенням Ради по залізничному транспорту держав-учасниць СНД, ВАТ «ВНІИЖТ» виконано 1 етап роботи за темою «Анализ действующих ставок платы за пользование грузовыми вагонами инвентарного парка и подготовка предложений по порядку их фор-

мирования». Надані висновки щодо перегляду формування показника «ціна вагона»; виключенню з розрахунків ставок плати даних залізничних адміністрацій з «max» і «min» значеннями показників; зменшенню бази для формування ставок плати через скорочення інвентарного парку вагонів потребують всебічного вивчення та дослідження впливу цих рекомендацій на ефективне використання вагонів у міжнародному сполученні [2].

Метою дослідження є проведення аналізу вантажоперевезень, визначення частки вагонної складової у тарифі від перевезень у вагонах інвентарного парку та іновагонах. Враховуючи реалії сьогодення щодо зменшення інвентарного парку в умовах реформування залізничного транспорту з одночасним зростанням потреб галузі у перевезеннях проводяться дослідження нормативної тарифної бази для пошуку шляхів визначення ролі інвентарного парку вагонів у сучасних вантажоперевезеннях, можливостей залучення інших вагонів на умовах інвентарного парку.

Виклад основного матеріалу досліджень

За останні роки суттєво змінилась структура вагонного парку залізниць країн СНД та Балтії. За даними перепису 2009 р. інвентарний парк вагонів цих залізниць склав 812,5 тис. вагонів, що на 14 % (126 тис. вагонів) менше ніж за даними перепису 2008 р. Парк власних вагонів склав 644,5 тис. вагонів, що на 32 % (156 тис. вагонів) більше минулого року [3].

Значне збільшення власних вагонів пояснюється створенням операторських компаній, яким передається у власність інвентарний парк вагонів. Так, інвентарний парк вагонів Казахстану понад три роки передано у власність АТ «Казтеміртранс» із збереженням нумерації інвентарного парку, ВАТ «РЖД» понад 220 тис. вагонів інвентарного парку передано у власність ВАТ «Перша вантажна компанія». Залізницями України також передано на баланс підприємств УДЦЗРТ «Укррефтранс», ДП «УДЦ Укрспецвагон», ДП «УДЦТС «Ліски»» біля 6 % вагонів із збереженням інвентарних номерів та 8 % вагонів з присвоєнням нумерації власних вагонів. Вагони, які перебували на балансі вказаних

підприємств частково перенумеровані на власні.

Крім збереження тенденції щодо передачі у власність вагонів підприємствам, які входять до сфери управління Укрзалізниці, спостерігається збільшення власних вагонів інших операторів залізничного транспорту. Динаміка зміни структури вагонного парку УЗ свідчить про сталу тенденцію щодо зменшення інвентарного парку з одночасним зростанням власного. У порівнянні з початком 2008 р. інвентарний парк УЗ зменшився на 7 % або на 9,4 тис. вагонів при зростанні власного парку на 8 % або на 4,6 тис. вагонів (рис. 1).

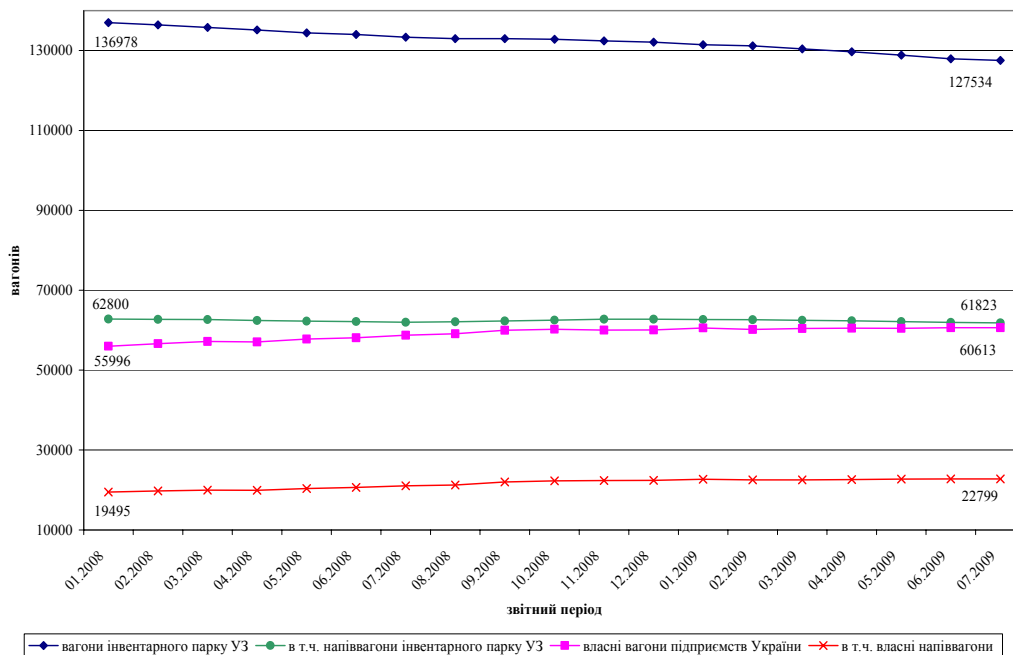


Рис.1. Динаміка зміни структури вагонного парку України

За підсумками роботи залізничного транспорту у 1 півріччі 2009 р. перевезено вантажів 178,7 млн. т.

Дослідженнями встановлено, що для перевезення зазначених обсягів перевезень було задіяно 187,4 тис. вагонів всіх форм власності в т. ч.:

- 83,1 тис. вагонів робочого парку УЗ або 45 % від загальної кількості задіяних вагонів;
- 30,8 тис. власних вагонів підприємств України або 16 %;
- 73,5 тис. іновагонів або 39 % (орієнтовно: 46 тис. іновагонів інвентарного парку та 27,5 тис. власних іновагонів).

Тобто, у перевезеннях задіяна більша половина вагонів, які не належать залізницям України (104,3 тис. вагонів або 55 %). Але динаміка

обсягів вантажних перевезень свідчить про те, що в середньому у цих вагонах перевозяться тільки 43 % вантажів (у власних вагонах підприємств України – 20 %, іновагонах інвентарного парку – 15 %, власних іновагонах – 8 %). Основні обсяги вантажу (57 %) перевозяться у вагонах інвентарного парку УЗ. Разом з інвентарними вагонами приналежності інших залізничних адміністрацій на сьогодні 72 % вантажоперевезень здійснюються у інвентарних вагонах. (рис. 2). Незважаючи на те, що кількість задіяних вагонів УЗ менша, проте ними забезпечуються більш значні обсяги перевезень. Зазначене показує, що інвентарний парк УЗ використовується більш ефективно (рис. 3).

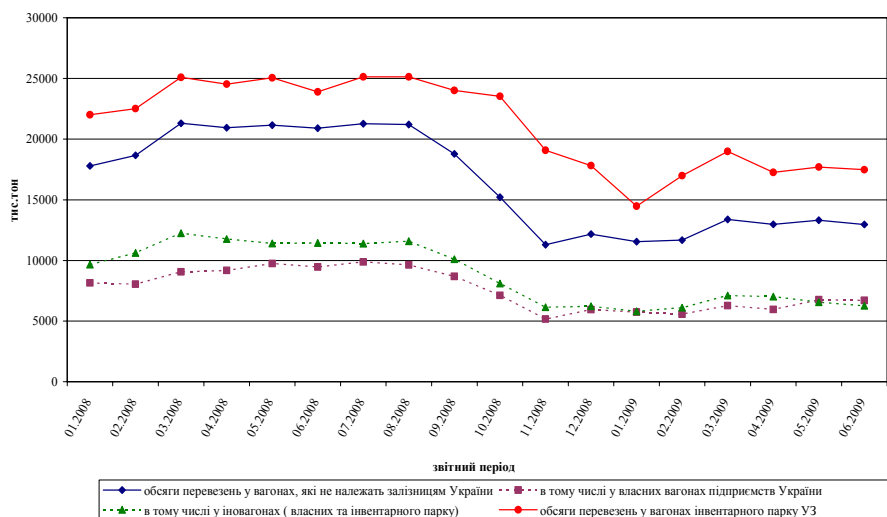
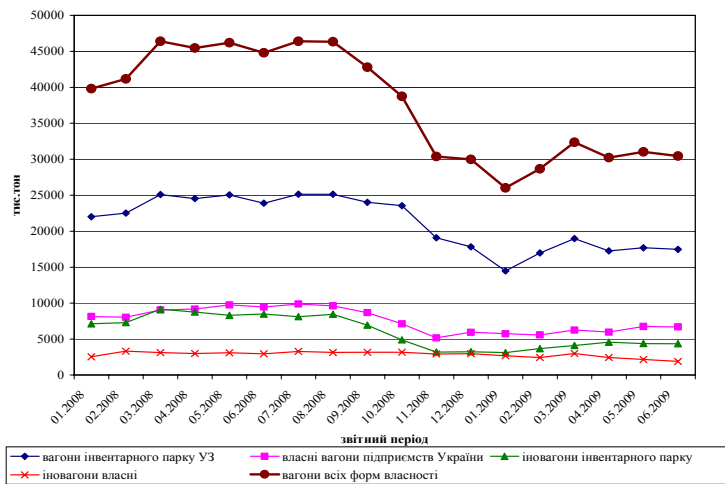


Рис. 2. Динаміка обсягів вантажних перевезень у вагонах всіх форм власності

Задіяно
187,4
тис. ваг.
в т.ч.:
104,3
(55%)
73,5
30,8



83,1
(45%)

Рис. 3. Обсяги вантажних перевезень у вагонах інвентарного парку УЗ у порівнянні з перевезеннями у інших вагонах

У доходах від перевезень вантажів частка доходів у вагонах інвентарного парку стано-

вить орієнтовно 68 %, в тому числі 18 % в іновагонах інвентарного парку (рис. 4).

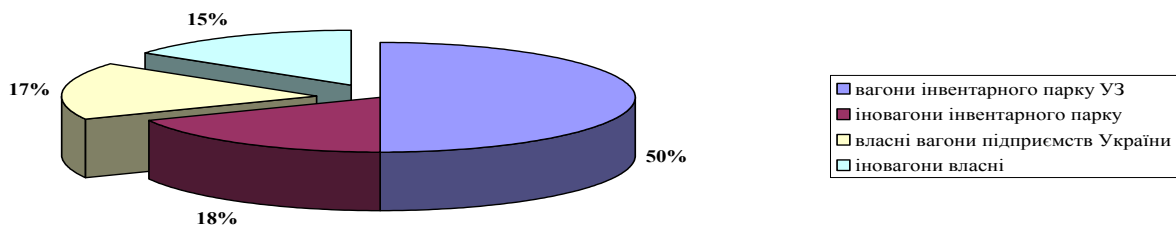


Рис. 4. Частка доходів від перевезень вантажів у вагонах різних форм власності

Динаміка зміни доходів від перевезень вантажів свідчить про їх зменшення, яке відбувалось у вагонах різних форм власності, крім власних іновагонів, доходи від перевезень у яких

незважаючи на кризові явища в економіці усіх країн СНД та Балтії, збільшились у 1,6 раз зі збереженням минулорічних обсягів перевезень (рис. 5).

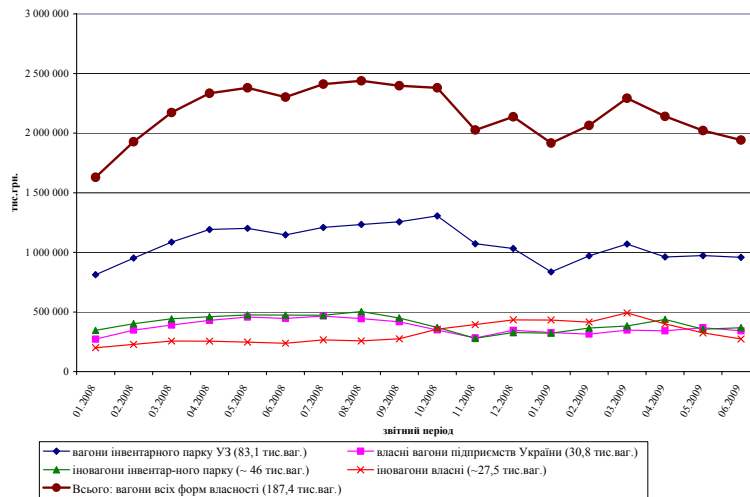


Рис. 5. Динаміка доходів від перевезень вантажів у вагонах різних форм власності

Така закономірність свідчить про стабільність зв'язків вантажовідправників з приватними перевізниками та їх можливості оперативніше реагувати на зміну попиту та пропозицій на ринку перевезень, що дозволяє успішно конкурувати з державним сектором. Тому для підвищення доходності вантажних перевезень актуальним є вирішення питання щодо перегляду технології використання вагонних парків всіх форм власності.

Проведеними дослідженнями доходів від перевезень вантажів встановлено, що у першому півріччі в середньому за добу залізниці отримували дохід від перевезень у:

- вагоні інвентарного парку 115 грн.;
- власному вагоні підприємств України 115 грн. (в тому числі плата за порожній пробіг 18 грн.);
- іновагоні інвентарного парку та власному 239 грн. (в тому числі плата за порожній пробіг власних вагонів 40 грн.).

Встановлена різниця в доходах в залежності від форми власності вагонів пояснюється впливом курсу гривні до валюти розрахунку, тому що в іновагонах переважно перевозяться високовартісні транзитні вантажі, розрахунки за перевезення яких проводяться у валюті.

Згідно з положеннями Збірника тарифів на перевезення вантажів залізничним транспортом у межах України та пов'язаних з ними послуг (Збірник тарифів) отриманий дохід від перевезень вантажів у вагонах інвентарного парку повинен покривати усі витрати на утримання вагонів (вагонна складова тарифу) та інфраструктури (інфраструктурна складова тарифу з урахуванням локомотивної) [4]. Розрахуємо за звітними даними 1 півріччя 2009 р. відповідно до «Методики определения ставок платы за пользование грузовыми вагонами собственно-

сти других государств» (Методика) витрати вагонного господарства за одну добу (табл. 1) [5].

В середньому витрати на один вагон на добу складають 37,75 грн., тобто вагонна складова становить 33 % тарифу при перевезеннях у вагонах інвентарного парку України. Однак, вагонне господарство потребує оновлення парку та додаткових витрат на ремонт існуючого парку. Вагонна складова нових вагонів зростає в залежності від типу вагона у декілька раз та майже дорівнює отриманому тарифу від перевезення. Наприклад, діючи ставки плати за користування вагонами, які розраховані згідно з Методикою, за ціною нового вагона залізничних адміністрацій, складають 125,4 грн. або 52,5 % тарифу за перевезення у іновагонах (див. табл. 1).

Перший і другий приклад свідчить про те, що фактична вагонна складова у тарифі значно більша ніж рівень 15...25 %, який передбачено Збірником тарифів для внутрішніх та експортно-імпортних перевезень вантажів та міжнародним транзитним тарифом (МТТ) для перевезень в країни Європи, що застосовується з 1977 р.

У міжнародному сполученні з країнами СНД з 1993 р. діє «Тарифное соглашение по перевозке внешнеэкономических грузов, оплачиваемых в валюте» (Тарифна угода), яка ґрунтується на принципах максимізації доходності від вантажних перевезень, пріоритетності забезпечення вантажних перевезень, що сплачуються у валюті, використання єдиного порядку встановлення базових ставок за перевезення [6]. Об'єктом зазначеної угоди стало ціноутворення на міжнародні вантажні залізничні перевезення, суб'єктами тарифної угоди виступили залізничні адміністрації, держави, вантажовласники та власники рухомого складу.

Таблиця 1

Розрахунок собівартості утримання вагонів за типами

Тип вагона	Балансова вартість вагона станом на 01.07.2009	Норма амортизаційних відрахувань	Середньорічна кількість деповських ремонтів (ЛР) за нормативний термін служби	Собівартість ЛР	Середньорічна кількість ЛР за нормативний термін служби	Собівартість капітальних ремонтів (КР)	Частка загальновиборочних витрат вагонного господарства	Рентабельність	Собівартість за звітом грн./добу	Собівартість по потреби грн./добу	Ставки плати по Пrawdiam (курс 1 шв.фр.=7,04 грн. за 06.2009), грн./добу
Платформа	25200	0.031	0.41	12100	0.063	18200	0.16	0.3	28.02	162	100.4
Зерновоз	26700	0.033	0.5	11900	0.033	19600	0.16	0.3	30.39	157	117.8
Критий	34000	0.031	0.41	13600	0.063	58500	0.16	0.3	42.02	185	121.8
Інші	55700	0.045	0.77	11500	0.08	18000	0.16	0.3	51.46	234	123.5
В середньому	-	-	-	-	-	-	-	-	37.75	169	125.4
Цистерна	32000	0.031	0.28	12100	0.063	19600	0.16	0.3	22.63	124	140.7
Напіввагон	64000	0.045	0.36	18800	0.045	74000	0.16	0.3	51.98	150	148.1

Сумісна дія об'єктивних законів вартості, конкуренції та інтернаціоналізації виробництва та використання залізницями на ринку міжнародних вантажних перевезень методу ціноутворення по відчутності цінності транспортної послуги постійно приводить до виникнення протиріч між суб'єктами тарифної угоди, що змушує їх до пошуку шляхів розв'язання цих протиріч [7]. Крім того перевезення вантажів у міжнародному сполученні здійснюються в умовах спільного використання вагонних парків [8], що покладає на залізничні адміністрації обов'язок щодо перевезень наявним парком інвентарних вагонів. На думку автора, в умовах скорочення інвентарного парку при зростаючих обсягах перевезень, що призводить до дефіциту вагонів, питання щодо використання вагонних парків для здійснення перевезень вантажів незалежно від форми власності, і стане черговим потужним поштовхом для розвитку тарифної угоди. Оскільки, на сьогодні нормативні бази щодо формування тарифів та використання вагонів розвиваються самостійно та не пов'язані між собою.

Висновки

Дослідженнями встановлено, що вантажо-перевезення у вагонах інвентарного парку залізниць України не є домінуючими на ринку транспортних послуг. Тільки при залученні інвентарного парку інших залізничних адміністрацій відповідно до принципів спільного використання таких вагонів та власних вагонів можуть бути забезпечені потреби суспільства у послугах залізничного транспорту. Підтвердженням доцільності щодо більш ефективного використання цих вагонів є той факт, що залізниці отримали більше чистого доходу від перевезень у власних вагонах, оскільки витрати на утримання та ремонт власних вагонів понесли самі власники вагонів. Ця теза підтверджується проведеними розрахунками. Тому, в умовах коли залізниці України не можуть задовольнити потребу у придбанні нового рухомого складу, виконанні необхідної кількості ремонтів та модернізації вагонів, питання залучення до перевезень вантажів у внутрішньому та міжнародному сполученні у власних вагонах на взаємовигідних умовах для власника та залізниць потребує детального вивчення. Перспективним є розв'язання питання щодо подальшого спільного розвитку нормативних баз з формування тарифів та використання вагонів

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Закон України від 4 липня 1996 року № 274/96-ВР «Про залізничний транспорт» [Текст] / Голос України. – 1996. – 13 вересня. – С. 5-7.
2. Анализ действующих ставок платы за пользование грузовыми вагонами инвентарного парка и подготовка предложений по порядку их формирования [Текст]: Отчет ОАО «ВНИИЖТ» / Г. Е Писаревский и др. – М.: ОАО «ВНИИЖТ», 2009. – 130 с.
3. Протокол пятидесятого заседания Совета по железнодорожному транспорту государств-участников Содружества Независимых Государств: материалы заседания, (Минск, 22 мая 2009 года) [Електронний ресурс] // Режим доступу: http://zakon.rada.gov.ua/cgi-bin/laws/main.cgi?nreg=998_445.
4. Збірник тарифів на перевезення вантажів залізничним транспортом у межах України та пов'язані з ними послуги [Текст]: тарифне Керівництво № 1. – К.: Мін. Транс. України, 2009. – 198 с.
5. Методика определения ставок платы за пользование грузовыми вагонами собственности других государств, утверждена на сорок седьмого заседания Совета по железнодорожному транспорту государств-участников Содружества Независимых Государств 23 ноября 2007 года. [Електронний ресурс] // Режим доступу: http://zakon.rada.gov.ua/cgi-bin/laws/main.cgi?nreg=998_329.
6. Тарифное Соглашение железнодорожных администраций (железных дорог) государств - участников Содружества Независимых Государств/ Многостороннее Соглашение СНГ, Москва, 17 февраля 1993 г. [Електронний ресурс] // Режим доступу: http://zakon.nau.ua/doc/?code=997_a46.
7. Чорний, В. Тарифна політика залізниць на ринку міжнародних вантажних перевезень: особливості формування, застосування й розвитку [Текст] / В. Чорний // 36. наук. праць Держ. економіко-технологічного ун-ту трансп. – 2008. – № 12. – С. 140-144.
8. Угода про спільне використання вантажних вагонів і контейнерів власності держав - учасниць Співдружності, Азербайджанської Республіки, Республіки Грузія, Латвійської Республіки, Литовської Республіки, Естонської Республіки/Дата підписання Україною: 12.03.93 р. [Електронний ресурс] // Режим доступу: http://zakon.rada.gov.ua/cgi-bin/laws/main.cgi?nreg=998_186.

Надійшла до редколегії 20.06.2011.

Прийнята до друку 27.06.2011.

Наукове видання

В І С Н И К

Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна

Випуск 39

(українською, російською та англійською мовами)

*Свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації КВ № 7704
від 08.08.2003 р. видане Державним комітетом телебачення і радіомовлення України*

Відповідальний за випуск *І. П. Корженевич*
Комп'ютерне верстання *В. В. Кузьменко*

Статті в збірнику друкуються в авторській редакції

Формат 60 × 84 ¹/₈. Ум.друк.арк. 26,74. Тираж 100 пр. Зам. № 1308.

**Видавництво Дніпропетровського національного університету залізничного
транспорту імені академіка В. Лазаряна**

Адреса редакції, видавця та ділянки оперативної поліграфії:

вул. Лазаряна, 2, м. Дніпропетровськ-10, 49010, Україна

Тел.: +38 (0562) 33-58-96, факс: +38 (0562) 33-58-97

<http://www.diitrvv.dp.ua>

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1315 від 31.03.2003.