

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

**СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ
ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ
У БУДІВНИЦТВІ**

Збірник наукових праць

Випуск 2

Луцьк – 2014

У збірнику висвітлюються результати експериментально-теоретичних досліджень будівельних матеріалів і конструкцій, технологій їхнього виготовлення та експлуатації, теорії опору елементів будівельних конструкцій зовнішнім впливам, методів їхнього розрахунку.

Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних установ і виробничих підприємств будівельної галузі, докторантів, аспірантів та студентів вищих навчальних закладів.

Редакційна колегія:

Головний редактор - **Божидарнік В.В.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ);

Відповідальний редактор - **Максимович В.М.**, д.ф.-м.н., професор (Луцький НТУ);

Відповідальний секретар - **Андрійчук О.В.**, к.т.н. (Луцький НТУ);

Бабич Є.М., д.т.н., професор (Національний університет водного господарства та природокористування); **Барашиков А.Я.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Белягинський А.О.**, д.т.н., професор (Національний авіаційний університет); **Жданюк В.К.**, д.т.н., професор (Харківський національний автомобільно-дорожній університет); **Іваченко Г.М.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Славомір Карась** доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Кир'ян В.І.**, д.т.н., чл.-кор. НАН України (Інститут електрозварювання НАН України); **Кушнір Р.М.**, д.ф.-м.н., чл.-кор. НАН України, професор (Інститут прикладних проблем механіки та математики НАН України); **Максимович О.В.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Савенко В.Я.**, д.т.н., професор (Національний транспортний університет); **Солодкий С.Й.**, д.т.н., професор (Національний університет "Львівська політехніка"); **Трач В.М.**, д.т.н., професор (НУВГП); **Ужегова О.А.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Шваб'юк В.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ).

Зареєстрований Державною реєстраційною службою України (свідоцтво серія КВ, № 20340-10140Р).

Матеріали збірника рекомендовані до друку на засіданні Вченої ради Луцького національного технічного університету (протокол № 2 від 2 жовтня 2014 р.).

Адреса редакції: 43018, м. Луцьк, вул. Потебні, 56, Луцький НТУ, кафедра "Автомобільних доріг та аеродромів", e-mail: Zbirmukfbd@gmail.com, телефон (0332) 76-73-96

УДК 625.8

**АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ПОЛЬОВИХ ВИШУКУВАНЬ ШЗПС
ВІЙСЬКОВОГО АЕРОДРОМУ м.ЛУЦЬКА**

**АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ПОЛЕВЫХ ИЗЫСКАНИЙ ИВП
ВОЕННОГО АЭРОДРОМА г.ЛУЦКА**

**ANALYSIS OF RESULTS OF FIELD SURVEYS RUNWAY MILITARY
AIRPORT LUTSK CITY**

Белятинський А.О., д.т.н., проф. (Національний авіаційний університет, м. Київ), **Маліков В.В., к.т.н., доц.** (Луцький національний технічний університет), **Боярчук Б.А., к.т.н., доц.** (Луцький національний технічний університет)

Белятинський А.А., д.т.н., проф. (Национальный авиационный университет, г. Киев), **Маликов В.В., к.т.н., доц.** (Луцкий национальный технический университет), **Боярчук Б.А., к.т.н., доц.** (Луцкий национальный технический университет)

Beljatynskij A., doctor of technical sciences, professor (National Aviation University, Kyiv), **Malikov V., candidate of technical sciences**, (Lutsk National Technical University), **Boyarchuk B., candidate of technical sciences**, (Lutsk National Technical University)

Наведені результати дослідів та проведена їх статистична обробка, запропоновано використання результатів факторного аналізу для оцінки технічного стану жорсткого покриття.

Приведены результаты исследований и проведена их статистическая обработка, предложено использование результатов факторного анализа для оценки технического состояния жесткого покрытия.

The results of experiments conducted and their statistical processing is proposed to use the results of factor analysis to evaluate the technical condition of the hard cover.

В травні 2012 року з метою отримання інформації про стан покриття штучної злітно посадкової смуги (ШЗПС) військового аеродрому в м. Луцьку було проведено дослідження із заміром прогинів плит збірного залізобетонного покриття при дії статичного, ступеневого навантаження. ШЗПС має параметри 2550 X 44 м та уявляє собою збірне залізобетонне

покриття із плит ПАГ – 18 верхній ряд та ПАГ-14 нижній із прошарком цементно-піщаної суміші 5 см, крім того два крайні повздовжні ряди укладені в один ряд плит ПАГ-18.

Згідно із обраною методикою заміри проводилися із використанням жорсткого металевого штаму (металевий диск діаметром - 44,0 см та товщиною 2 см) встановленого в центрі плити покриття, гідравлічного домкрату з мах спроможністю -500 кН та в якості вантажу використаний низько рамний трал ЧМЗАП -5208 та 7 плит ПАГ-14. Заміри прогинів проводилися за допомогою 2 –ох датчиків часового типу (МИГ -1 з ціною поділки 1 мкм), які розташовані на металевій балці (швелер №12) довжиною 2,6 м для забезпечення обпирання за межами плити аеродромного покриття, що підлягає навантаженню. Для додаткового контролю за прогинами від дії навантаження був застосований нівелір „Sokia”x21. Загальне розташування приладів показано на рис.1.



Рис1.

Всього було проведено заміри на 32-х плитах з кроком 10 плит (60 м) з них 4 плити є плити крайніх рядів смуги. Напрям замірів (нумерація плит) співпадає із рухом ПС (повітряного судна) при заході на посадку, тобто центр плити №1 знаходилась на відстані 27 м від початку смуги. Загальна довжина експериментальної ділянки 1920 м

Загальні результати замірів представлені на точковому графіку рис 2. Як ми бачимо розкид результатів достатньо значний.

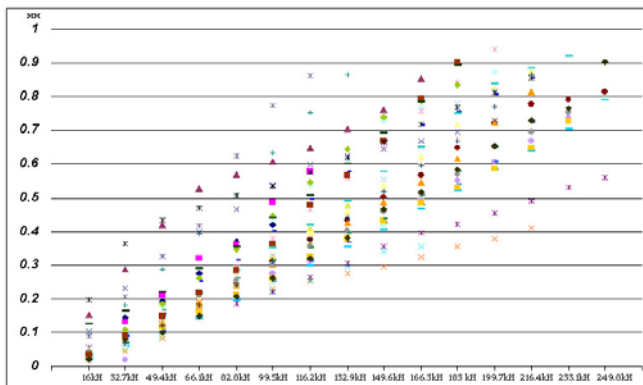


Рис.2.

Для надання більшої уяви про характер змін прогинів проведемо попередній аналіз середніх значень прогинів які відображені на рис.3 – синя ламана лінія (ряд1) та апроксимовану поліномом – червона лінія. Синя гістограма (ряд 2) відображає достовірність відображених результатів (деякі плити прогиналися під дією навантаження при менших величинах тому не всі досягали максимального значення 1 мм при відповідних значення зусиль).

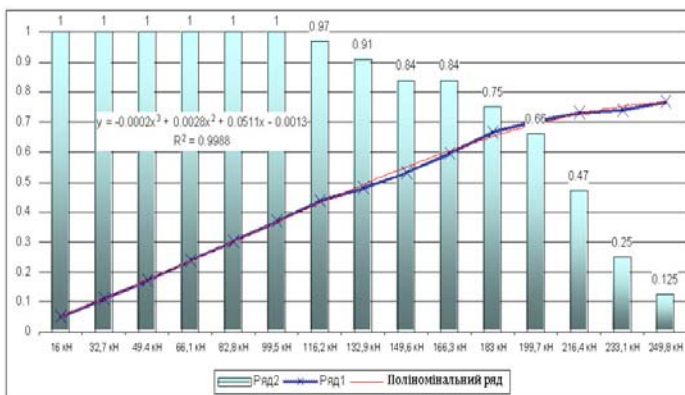


Рис. 3

Для зменшення кількості змінних та визначення структури взаємозв'язків між результатами вишукувань застосуємо факторний аналіз результатів досліджень прогинів плит покриття ШЗПС від дії ступеневого експериментального навантаження. Отримані результати прогинів плит покриття ШЗПС були оброблені із використанням програми SPSS Staistics 17.

Результати аналізу дали змогу виявити ряд особливостей у характері прогинів під дією змодельованого навантаження таблиця. По-перше було

виявлено два основних фактори доля дисперсії від дії одного з'ясовує 72.7 % відхилень, на долю другого припадає 22.6 %.

Таблиця №1

Компо- нента	Початкові власні значення			Суми квадратів навантажень вилучення		
	Всього	% Дисперсії	% Кумуля- тивне	Всього	% Дисперсії	% Кумуля- тивне
1	10.905	72.699	72.699	10.905	72.699	72.699
2	3.389	22.593	95.292	3.389	22.593	95.292
3	.706	4.708	100.000			
4	.000	.000	100.000			
9	.000	.000	100.000			
...
13	.000	.000	100.000			
14	.000	.000	100.000			
15	.000	.000	100.000			

Для визначення потужності зв'язку кожного із виявлених факторів у відповідності до ступеневого експериментального навантаження застосуємо математичний метод Варимакс ортогонального обертання із нормалізацією Кайзера. Результати представлені в таблиці № 2.

Таблиця №2

Ступені навантаження	Фактори	
	1	2
16 кН	-.402	.916
32,7 кН	-.113	.699
49.4 кН	.312	.932
66,1 кН	.783	.620
82,8 кН	.956	.273
99,5 кН	.968	.070
116,2 кН	.996	.064
132,9 кН	.998	-.056
149,6 кН	.965	-.173
166,3 кН	.983	-.170

183 кН	.980	-.194
199,7 кН	.970	-.241

За отриманим коефіцієнтами будуюмо їх залежність від дії ступеневого статичного навантаження та спробуємо апроксимувати. Найбільший коефіцієнт достовірності наближення до отриманих кривих дає поліном шостого ступеня.

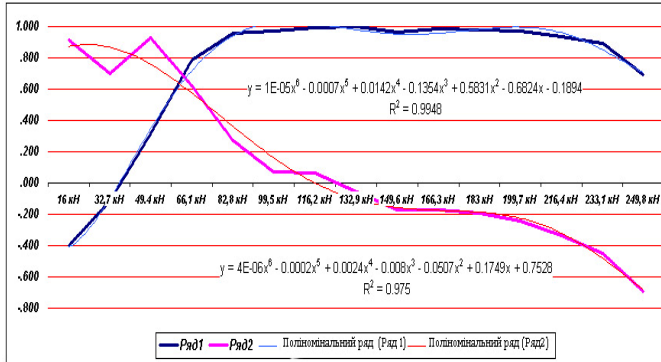


Рис. 3.

Інтерпретацією цих двох факторів може бути, на нашу думку, ряд 1 – опір ґрунтового масиву (сумісна робота основи та підстеляючі шарів ґрунту), ряд 2 – опір дорожнього одягу (з/б плит смуги).

Виходячи з вищенаведених припущень та орієнтуючись на характер побудованих залежностей слід відмітити критичну межу роботи одягу ШЗПС – 150...180 кН (PCN ≤ 30...36) після якої іде характерне падіння на двох графіках. Тобто можна встановити максимальну спроможність злітної смуги при якій можна сподіватися на надійну експлуатацію при обмежені ваги ПС, що використовуватимуться. Прийняття остаточного рішення, щодо експлуатації злітно-посадкової смуги із запропонованим класифікаційним числом потребує вишукувань із врахуванням температурно-вологісного режиму підстеляючих ґрунтів.

1. Изыскания и проектирование аэродромов : Учеб. для вузов / Г.И. Глушков, В.Ф. Бабков, В.Е.Тригопи и др.; Под ред. Г.И Глушкова . 2-е изд., перераб. И доп. – М.: Транспорт, 1992. – 432 с.
2. Кульчицкий В.А., Макагонов В.А., Васильев Н.Б., Чеков А.Н., Романков Н.И. Аэродромные покрытия. Современный взгляд. – М.: Физико-математическая литература, 2002. – 528 с. – ISBN 5-9221-0215-X.

УДК 625.8

**ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДІВ ФАКТОРНОГО АНАЛІЗУ В ОЦІНЦІ
ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЖОРСТКОГО ПОКРИТТЯ АЕРОДРОМУ**

**ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДОВ ФАКТОРНОГО АНАЛИЗА ДЛЯ ОЦЕНКИ
ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕСТКОГО ПОКРЫТИЯ
АЭРОДРОМА**

**APPLICATION OF FACTOR ANALYSIS IN ASSESSING THE
TECHNICAL STATE OF THE HARD AERODROME SURFACE**

Белятинський А.О., д.т.н., проф. (Національний авіаційний університет, м. Київ), **Маліков В.В., к.т.н., доц.** (Луцький національний технічний університет), **Боярчук Б.А., к.т.н., доц.** (Луцький національний технічний університет)

Белятинський А.А., д.т.н., проф. (Национальный авиационный университет, г. Киев), **Маликов В.В., к.т.н., доц.** (Луцкий национальный технический университет), **Боярчук Б.А., к.т.н., доц.** (Луцкий национальный технический университет)

Beljatynskij A., doctor of technical sciences, professor (National Aviation University, Kyiv), **Malikov V., candidate of technical sciences,** (Lutsk National Technical University), **Boyarchuk B., candidate of technical sciences,** (Lutsk National Technical University)

Наведені результати дослідів та проведена їх статистична обробка, запропоновано використання результатів факторного аналізу для оцінки технічного стану жорсткого покриття.

Приведены результаты исследований и проведена их статистическая обработка, предложено использование результатов факторного анализа для оценки технического состояния жесткого покрытия.

The results of experiments conducted and their statistical processing is proposed to use the results of factor analysis to evaluate the technical condition of the hard cover.

В травні 2012 року з метою отримання інформації про стан покриття штучної злітно посадкової смуги (ШЗПС) військового аеродрому в м. Луцьку було проведено дослідження із заміром прогинів плит збірного залізобетонного покриття при дії статичного, ступеневого навантаження.

ШЗПС має параметри 2550 X 44 м та уявляє собою збірне залізобетонне покриття із плит ПАГ – 18 верхній ряд та ПАГ-14 нижній із прошарком цементно-піщаної суміші 5 см, крім того два крайні повздовжні ряди укладені в один ряд плит ПАГ-18.

Згідно із обраною методикою заміри проводилися із використанням жорсткого металевого штапу (металевий диск діаметром - 44,0 см та товщиною 2 см) встановленого в центрі плити покриття, гідравлічного домкрату з мах спроможністю - 500 кН. В якості вантажу використано низько рамний трал ЧМЗАП -5208 та 7 плит ПАГ-14. Заміри прогинів проводилися за допомогою 2 – ох датчиків часового типу (МИГ -1 з ціною поділки 1 мкм), які розташовані на металевій балці (швелер №12) довжиною 2,6 м для забезпечення обпирання за межами плити аеродромного покриття, що підлягає навантаженню рис.1. Для фіксації величини навантажень був використаний еталонний динамометр ДОС -100 із шкалою навантаження 1000кН. Для додаткового контролю за прогинами від дії навантаження був застосований нівелір „Sokkia”x21, яким вели зйомку із за меж смуги.



Рис.1.

Всього було проведено заміри на 32-х плитах з кроком 10 плит (60 м) з них 4 плити є плити крайніх рядів смуги. Напрям замірів (нумерація плит) співпадає із рухом ПС (повітряного судна) при заході на посадку, тобто центр плити №1 знаходилась на відстані 27 м від початку смуги на її повздовжній осі. Загальна довжина експериментальної ділянки 1920 м

Проведено попередній аналіз середніх значень прогинів які відображені на рис.2 – синя ламана лінія та апроксимовану поліномом –

червона лінія. При чому плити № 11, 29, 30, 31 (плити ПАГ – 18 в один шар) були поставлені в кінець вибірки де ми бачимо збільшення середніх значень.

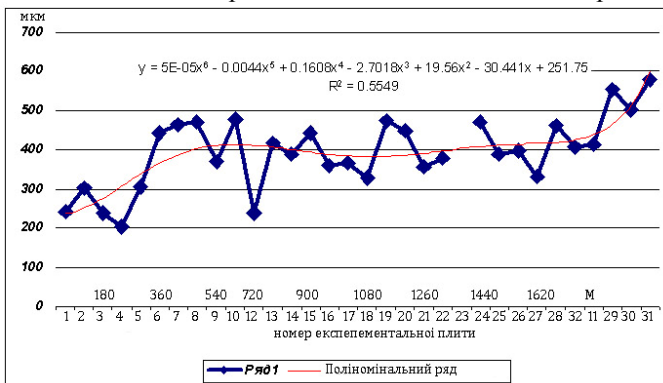


Рис. 2

Для зменшення кількості змінних та визначення структури взаємозв'язків між результатами вишукувань застосуємо факторний аналіз результатів досліджень прогинів плит покриття ШЗПС від дії ступеневого експериментального навантаження.

За результатами обробки даних було виділено один основний фактор впливу на зміну дисперсії вибірки, який пояснює більш 98% відхилень замірів прогинів плит (таблиця 1), вочевидь це - дія експериментально змодельованого навантаження.

Таблиця 1.

Компо- нента	Початкові власні значення			Суми квадратів навантажень вилучення		
	Всього	% Дисперсії	Кумулятив- ний %	Всього	% Дисперсії	Кумулятив- ний %
1	31,445	98,267	98,267	31,445	98,267	98,267
2	,385	1,204	99,471			
3	,097	,303	99,774			
4	,034	,105	99,879			
5	,024	,074	99,953			
6	,015	,047	100,000			
7	,000	,000	100,000			
8	,000	,000	100,000			
9	,000	,000	100,000			
10	,000	,000	100,000			
30	,000	,000	100,000			

31	,000	,000	100,000			
32	,000	,000	100,000			

Пропущені рядки 11...29 аналогічні результатам початкових та кінцевих значень. Були отримані коефіцієнти кореляції прогинів кожної із експериментальних плит від дії ступеневого навантаження, як дії основного фактору ґрунтуючись на результатах застосування методу виділення головних компонент (таблиця 2). Щільність зв'язку достатньо потужна, однак є зміни коефіцієнта кореляції за довжиною смуги. Для виявлення характеру змін за допомогою програми MS Excel було побудовано графік, який відображає розподіл коефіцієнту кореляції по довжині ЗШПС (синя ламана), яка була апроксимована із кривою поліноміального ряду шостого ступеню (червона крива) рис 3.

Таблиця 2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	13	14	15	Плити ПАГ-18 в один шар			
,997	,996	,997	,994	,991	,999	1,000	,997	,995	,999	,992	,992	,991	,993				
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	32	11	29	30	31
,999	,998	,999	,999	,998	1,000	,999	,975	,995	,996	,997	,993	,989	,996	,998	,965	,985	,904

Результати прогинів крайніх рядів плит були перенесені в кінець таблиці 2, на графіку (синя ламана) відображено зменшення коефіцієнту кореляції плити № 11, 29, 30, 31. Ми бачимо падіння щільності зв'язку між впливом навантаження та прогинів плит на кінцевих ділянках смуги там де плити ПАГ – 18 вкладені в один шар. Плита № 23 виключена із вибірки у зв'язку із мінімальним значенням значень, як для плит в два шари.

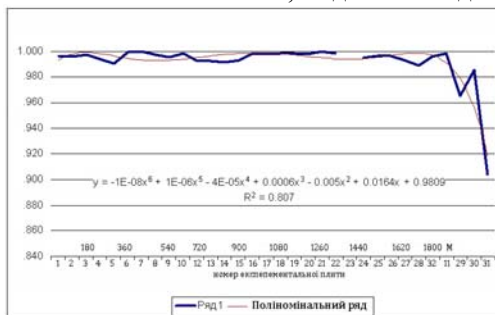


Рис 3.

Для вирішення питання характеру зміни зв'язку між дією експериментального навантаження та прогину плит смуги за її довжиною без

врахування плит крайніх рядів, було побудовано ламану (синя ламана), що відображає залежність коефіцієнту кореляції по довжині смуги та апроксимованої за аналогією із рис. 3 (червона крива).

Крива апроксимації має виражений характер, що нашоує на думку про нерівномірність відгуку прогинів прикладеним експериментальним навантаженням в напрямку приземлення повітряних суден (ПС) рис 4.

Питання зменшення величини коефіцієнта кореляції спробуємо інтерпретувати, як зменшення несучої здатності плит покриття ЗШПС. Обґрунтування даного затвердження може базуватися на співставленні розподілу кількості плит бетонного покриття, що мають пошкодження, по довжині ЗШПС (зелена крива за даними А.В. Михайлова) [1] із кривою апроксимації (червона лінія) за отриманими даними.

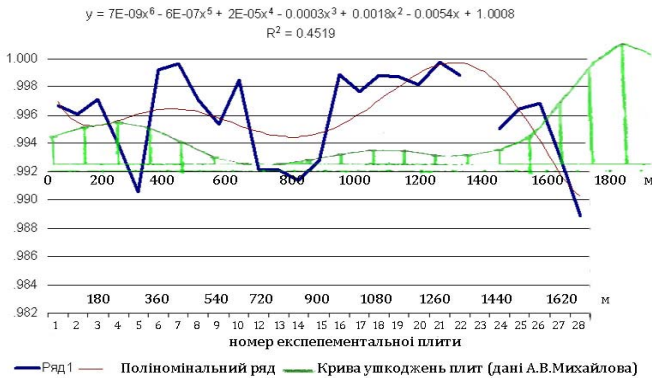


Рис. 4.

Отже застосування методів факторного аналізу може дати змогу виділити зони із зменшенням несучої здатності покриття на ділянках смуги до 300 м з початку смуги, на ділянці 600....1100 м та з 1500 м до завершення експериментальної ділянки для даної ЗШПС. Остаточне рішення питання стану покриття злітно-посадкової смуги може бути сформульовано при додаткових дослідженнях покриття смуги у вказаних зонах, виходячи із вище висунутої гіпотези.

3. Изыскания и проектирование аэродромов : Учеб. для вузов / Г.И. Глушков, В.Ф. Бабков, В.Е.Тригопи и др.; Под ред. Г.И Глушкова . 2-е изд., перераб. И доп. – М.: Транспорт, 1992. – 432 с.
4. Кульчицкий В.А., Макагонов В.А., Васильев Н.Б., Чеков А.Н., Романков Н.И. Аэродромные покрытия. Современный взгляд. – М.: Физико-математическая литература, 2002. – 528 с. – ISBN 5-9221-0215-X.

УДК 711.4

ДОСЛІДЖЕННЯ РОЗВИТКУ МІСТОБУДУВАННЯ НА ПРИКЛАДАХ УЯВЛЕНЬ ПРО ІДЕАЛЬНЕ МІСТО.

ИССЛЕДОВАНИЯ РАЗВИТИЯ ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВА НА ПРИМЕРАХ ПРЕДСТАВЛЕНИЙ ОБ ИДЕАЛЬНОМ ГОРОДЕ.

STUDY OF TOWN PLANNING AFTER THE EXAMPLE OF IDEAS ABOUT IDEAL CITY.

Верешко О.В., асистент, Ваташук Т.А. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Верешко О.В., ассистент, Ваташук Т.А. (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Vereshko O.V., assistant, Vatashchuk T.A. (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Розглянуті плани-схеми ідеальних міст різних століть. Визначені спільні та відмінні риси, а також особливості процесу їхнього розвитку.

Рассмотрено планы-схемы идеальных городов разных веков. Определены общие и отличительные черты, а также особенности процесса их развития.

The plan-diagrams of ideal cities are of different ages are examined. The common and different features and the peculiarities of their development process are determined.

Будівництво – одне із найдавніших ремесел на нашій планеті. Воно розвивалося разом із людством від примітивних хиж-прихистків до 7-зіркових готелів. Містобудування – одна з галузей будівництва. Кожна архітектурна споруда має свою неповторну індивідуальність, свій характер, на зразок героя літературного твору. А місто можна порівняти з самим твором – романом або п'єсою, де складно взаємодіють десятки, сотні, а то й

тисячі таких архітектурних "героїв".

Місто – арена суспільних відносин, що відображають соціальну структуру суспільства. Люди різного віку, всіх соціальних верств, усіх професій втягнуті в один гігантський круговорот міського способу життя. І кожен з них прагне знайти в місті потрібні йому умови спілкування і відповідний тип просторового оточення. Величезний ярмарок, на якому йде постійний обмін товарами, ідеями, інформацією.

Разом з тим, місто – це розвинутий народногосподарський комплекс, де пов'язані воедино десятки і сотні самих різних підприємств і виробництв. Щодня місто поглинає тисячі тонн сировини і продовольства, викидає тисячі тонн промислових і побутових відходів. Гігантський завод, що працює по складному технологічному циклу, де не повинно бути нічого зайвого і всі частини повинні бути щільно підігнані одна до одної.

Варто відзначити й те, що місто є потужним інженерним господарством, своєрідною системою життєзабезпечення для великих скупчень населення. Десятки і сотні кілометрів труб – водопровід, каналізація, енергопостачання, – прокладені під містом, електростанції, котельні, очисні споруди, безперебійно забезпечують населення і підприємства всім необхідним. Система міських комунікацій – транспорт, пошта, телефонний зв'язок, радіо і телебачення. Цілий громіздкий і добре налагоджений механізм, без якого сучасне місто розпалося б на десятки ізольованих селищ.

Більше того, місто – це колиска і вершина цивілізації, де завжди створювалися і продовжують створюватися найбільш видатні зразки матеріальної та духовної культури людства. Шедеври світового мистецтва, неповторні пам'ятки старовини, вічні символи національної культури, найвищі досягнення технічного прогресу – все це зосереджено в містах – головних життєвих центрах планети.

Виходячи з такого трактування, містобудування виступає своєрідним видом мистецтва, над вдосконаленням і розвитком якого архітектори, економісти, філософи та інші науковці працюють вже не одну 1000 років. Ніхто не знає, коли і де виникло на нашій планеті перше місто. Але те, що чотири тисячі років тому, за двадцять століть до настання нашої ери, міста – і притому великі – вже існували, є історично достеменним фактом. Історики, археологи можуть вказати і точне місце розташування цих міст – родючі долини Єгипту і стародавньої Месопотамії, зрештувані водами Нілу, Тигру і Євфрату. Для кращого розуміння еволюції архітектурної та містобудівної думки розглянемо приклади формування міста окремих епох.

Так, давньоєгипетські міста не мали чіткого регулярного плану і компактної прямокутної форми. Не тому, що їх будівельники нехтували симетрією – згадаймо хоча б гігантські храмові комплекси, строго орієнтовані по сторонах світу, – а скоріше в зв'язку з тим, що житлові

квартали єгипетських міст часто перебудовувалися, змінювали своє розташування слідом за постійним переміщенням резиденцій фараонів з одного міста в інше. Таким чином, міста Стародавнього Єгипту, не мали постійної, сталої форми і стабільного плану.

Інша річ – міста Межиріччя. Як уже згадувалося, вони стояли на високих терасах, що захищають забудову від постійних повеней. Потрібно врахувати також потужність оточували місто стін – абсолютно необхідний захід безпеки в умовах війн, що вирували в долинах Тигру і Євфрату. Зрозуміло, що на той час доводилося прагнути до компактного плану – вимога розумної економії будівельних робіт і матеріалів. Не дивно, що найдавніші міста Межиріччя мали найбільш компактну колоподібну форму з палацово-храмовим комплексом в центрі і досить випадковим плануванням розташованих навколо нього житлових кварталів

У стародавніх римлян прихильність до регулярної плануванні проявилася з особливою силою. Планування численних міст, заснованих ними на всій території гігантської імперії, сходиться до нехитрого пристрою військового табору. Це – прямокутна сітка кварталів, акуратно порізаних взаємно перпендикулярними вулицями. З них виділяються дві: "кардо" - прокладена з півночі на південь, і "декуманус", що йде із заходу на схід. Кардо і декуманус утворюють характерний хрест або Т-подібне перехрестя. Близько перехрестя розташовується основний суспільний простір – форум. Головні вулиці великих римських міст досягали 20-30 метрів в ширину. Так, головна вулиця знаменитої Пальміри, побудованої римлянами в Малій Азії, досягала 35 метрів – це трохи вужче за сучасну вулицю Горького в Москві. Ця вулиця називалася вулицею Колон, оскільки по всій своїй довжині по обидва боки вона була забудована потужними колонадами.

Таким чином, безвідносно до того, з чого починало свій розвиток середньовічне місто – з залишків римського табору, з феодального замку або взагалі "з нуля", – воно в порівняно короткий час в переважній більшості випадків приходило до стереотипної радіальної форми компактного плану. По мірі розширення містом своїх меж, одних тільки радіальних зв'язків ставало недостатньо. Внаслідок цього з'являються поперечні, кільцеві зв'язки. Найбільш пасуючим резервом для їх створення ставали кільця міських укріплень, що поступово втрачали своє оборонне значення. Так було в Парижі, Мілані, Відні, Москві тощо.

Старовинні гравюри відобразили для нас характерний вигляд середньовічного міста – подоба штучного пагорба, утвореного щільним скупченням густо розташованих будинків, над якими височіють величні і витончені башти ратуші та собору. До хвилюючого, романтичного образу природно сформованого, органічного міста ще не раз буде звертатися творча фантазія архітектора-містобудівника.

До прикладу, Леон Батіста Альберті – перший в історії людства справжній теоретик містобудування – докладно описує, "як робити місто",

починаючи від вибору місця і закінчуючи його внутрішнім устроєм. Характерно, що всі проекти епохи Відродження демонструють нам нові міста, збудовані за новими правилами і на чистому місці. Всі вони мають чітку геометричну форму кола чи багатокутника, вписаного в коло. Характерна форма підкреслюється розташуванням зовнішніх фортифікаційних укріплень, а центрове розташування головної площі легко пояснити прагненням нівелювати небезпеку артилерійського обстрілу. У всіх проектах ідеальних міст – простежується чітка система планування вулиць і головних площ в місцях їх перетину. Самі вулиці, як правило, орієнтовані, з одного боку, на входні ворота в місто, а з іншого – на найважливіші споруди міста, розташовані на центральній площі (або площах).

Першим, хто ввів у широке використання регулярне планування міста був давньогрецький архітектор Гіпподам. Тепер такий тип називають – гіпподамова сітка. Тому його можна вважати першим містобудівельником. Розглянувши плани античних міст класичного періоду – Мілету, Прієни, Кніту (рис.1), – дивно, що так м'яко та природно накладається планувальна сітка на складний рельєф місцевості, на складну берегову лінію, як складно, різноманітно і гармонійно вони організовані всередині. Гіпподамова сітка нагадує не стільки жорстку решітку планувальної конструкції, а швидше всього лише канву, користуючись якою архітектор без будь-яких перешкод створює примхливу, вишукану «вишивку».

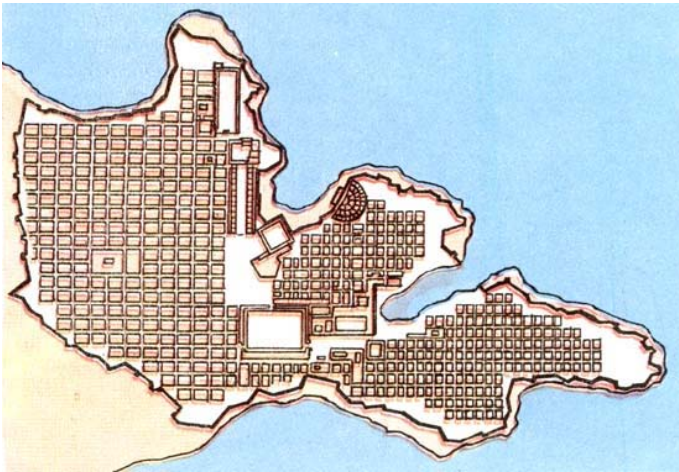


Рис. 1. Мілет. V ст. до н.е. Арх. Гіпподам.

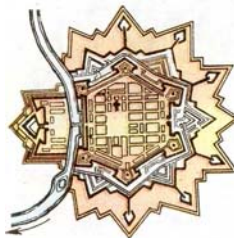
На думку всіх розробників ідеальне місто повинно мати чітку геометричну форму: коло, квадрат, зірка. У кожному місті є чіткий центр де перетинаються основні магістралі. Зазвичай на центральній площі

розміщували храми, рідше ринки. Усі ідеальні міста розраховані на певну кількість жителів 5-10тис. В епоху Відродження лише деякі міста могли похвалитися населенням до 100 тисяч жителів. Саме в обмеженості з кількістю мешканців і полягає головна відмінність ідеальних міст. Це і є їх недоліком, адже для постійно зростаючого населення міста важко дотримуватися ідеально геометричного плану.

Плани-схеми ідеальних міст різних століть:



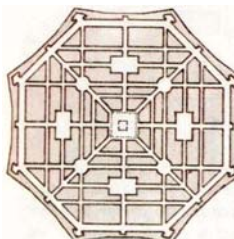
Кругле місто Е. Кабе – Ікарія.



Франція. Саарлуї. XVII ст.



Ідеальне місто-фортеця
Жака Перре. 1601 р.



Джорджо Вазарі.
План ідеального міста. 1598 р.



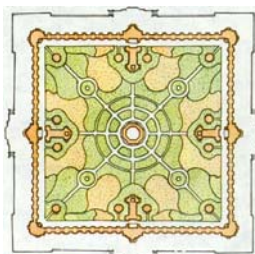
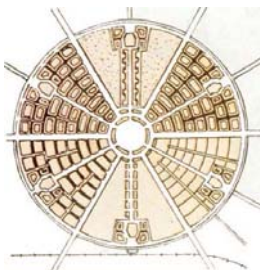
Лоріні. План ідеального міста.

Кругле місто Гарньє.



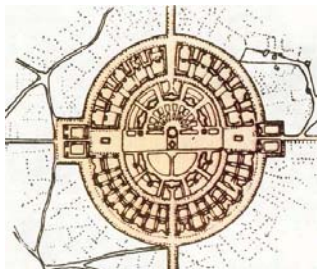
Ідеальне місто Томаса Мора –
Ауротум. 1512 р.

Ідеальне місто Данієля Спекле.
1608 р. Послідовне використання
радіальної планувальної системи.



Зразкове місто Артура Т.
Едварда. 1930 р.

Роберт Оуен. Місто на 2–2,5
тисячі жителів. 1841 р.



Ідеальне місто Пере. 1601 р.

Утопічні ідеї про побудову ідеального міста дожили до 18 століття. Протиріччя доби і умови промислового перевороту спонукали до пошуків ідеї справедливого (ідеального) суспільства. Акцент був перенесений з архітектури на суспільний устрій, ідею справедливості, рівності громадян тощо. Архітектурі відведена підкорена, функціональна роль, хоча деякі проекти нагадують велетенські палаци і не позбавлені казкової гігантоманії (Фаланстер Шарля Фурьє).

В 19 столітті відбувся перший етап так званого «дикого капіталізму», через який пройшла більшість країн Європи. Важкий історичний етап супроводжувався загибеллю багатьох дворянських садиб, масовим вивільненням селян з кріпацтва, спустошенням сіл, появою дешевої робочої сили, що подалася в міста, перенаселення міст і поява трущобних районів. По Європі покотилася хвиля урбанізму.

До пошуку виходу з кризової ситуації залучились політики, філософи, суспільні і благодійницькі спілки. Свій засіб вирішення проблем нездорового урбанізму представили і архітектори. Не змінюючи суспільних інститутів і приватної власності, архітектори запропонували хибні містобудівні проекти типу «місто-сад» (Ебенезер Говард, 1902), «індустріальне місто», «місто-смуга, тобто лінійне місто», «соцмісто». Місто-смугу навіть почали будувати в передмісті Мадриду у 1882 р.

Усі ознаки ідеального міста має столиця Бразилії – Бразилія, побудована командою архітекторів на чолі з Оскаром Німейєром. План у вигляді птаха, жодного перехрестя в одному рівні, розрахунок на перспективу збільшення населення. Нове обличчя столиці формує центр (площа Трьох Влад) з парадоксально простими, геометричними формами, композиція яких почала сприйматися як символ і формула новітньої архітектури. Бразилія живий приклад міста, що показує нам прагнення архітекторів, філософів, політиків до досягнення ідеалу.

Підсумовуючи дослідження, варто відзначити різноплановість думок про ідеальний спосіб побудови міста та розташування його основних елементів. Уся історія містобудування характеризується дихотомією залежності способів побудови ідеальних міст: залежно від географічного розташування та від соціально-політичних концепцій розвитку суспільства. На нашу думку, в майбутньому кількість факторів, які впливатимуть на розвиток концепцій будівництва міст, тільки зростатиме. А отже, змінюватиметься і саме поняття «ідеального міста».

Список використаних джерел:

1. Гутнов А, Глазичев В. Мир архитектуры (Лицо города). – М.: Молодая гвардия, – 1990. – 350с.
2. http://www.ekhoplanet.ru/society_print_1956_7779
3. www.florence-info.ru/articles/objects/id_20.html

ГРАФІТІ В КОНТЕКСТІ СУЧАСНОГО ГРАФІЧНОГО ДИЗАЙНУ

Гетьман Ю.А., асистент, Шмельов А.В., студент(Луцький національний технічний університет)

У статті висвітлена історія графіті, його соціальне значення. Автор розповідає про переваги графіті у контексті графічного дизайну, а саме у сфері реклами. Наведені паралелі з розвитком реклами у стилі графіті в європейських країнах.

В статье освещена история граффити, его социальное значение. Автор рассказывает о преимуществах граффити в контексте графического дизайна, а именно в сфере рекламы. Приведены параллели с развитием рекламы в стиле граффити в европейских странах

In the article the lighted up history of graffiti, him social value. An author tells about advantages graffiti in the context of graphic design, namely in the field of advertising. Resulted parallels with development of advertising in style of graffiti in the European countries.

Ключові слова: графіті, графічний дизайн, стріт-арт, реклама.

Ключевые слова: граффити, графический дизайн, стрит-арт, реклама.

Annotation: Keywords: graffiti, graphic design, street-art, advertising.

Постановка проблеми. В Україні, на відміну від європейських держав кардинальних змін в сфері реклами практично не відбувається. А графіті як можливий варіант напрямку реклами ніким не розглядається. Тому є доцільним висвітлити цю проблему, адже вдала свіжа ідея в цьому напрямку, тим більше вигідна в фінансовому плані, завжди буде актуальною.

Мета роботи. Висвітлити якісний і вигідний аналог друкованої рекламі.

Графіті походить від грецького слова "Graphein" яке означає "писати", і від італійського слова "Graffito" - "дряпати", а історія цього терміну переносить нас у доісторичний період,коли людина ще малює по стінах

печери. Це явище, очевидно, було викликано людською спрагою спілкування - "Графіті являє собою пристрасть людини до спілкування".

Графіті стало стихією, що змінила зовнішній вигляд вулиць наприкінці ХХ століття, і згадування цього слова викликає в уяві людини безліч різних образів. "Графіті - це мистецтво або вандалізм? Сфера відношення до графіті широка й спірна. Необхідно відзначити, що багато райтерів(вуличних художників) називають свої роботи скоріше "райтингом (листом)", чим "графіті".

Графіті прийнято роздивлятися у контексті стріт-арту, проте графіті як явище не вичерпує сутності стріт-арту і навіть має значущі відмінності. Стріт-арт в цілому апелює до загалу і налаштований на контакт з широкою аудиторією, тоді як графіті - з самого початку є породженням «кастових» угруповань, і подібно до таємних кодів виступає мовою спілкування членів цих угруповань, а не засобом комунікації із зовнішнім світом. Несанкціонованість дій та протест, невідповідність до естетичних ідей культурної еліти суспільства, що керувала процесом створення та споживання мистецтва породили заборону графіті й переслідування райтерів з боку правоохоронних органів. Всупереч цьому сьогодні графіті активно інтегроване в галузі дизайну, галерейного і інтер'єрного простору, експозиції графіті проводяться на найвідоміших виставкових майданчиках Нью-Йорка, Лондона, Парижа, Барселони та інших міст.

Троу-ап (англ. throw-up - кидати що-небудь від себе, кидати) - швидконамальований малюнок, часто одним кольором і без заливки

Стенсіл (англ. stencil - трафарет) - мається на увазі як сам трафарет, так і створене з його допомогою зображення. При малюванні в трафаретній техніці використовується виключно аерозольна фарба. В основному малюнки виконуються в одному кольорі, але не рідкісна є практика застосування декількох кольорів.

Керек (англ. character - персонаж) -цим словом райтери називають малюнки з участю різних персонажів, переважно з американських та японських коміксів та мультфільмів. На задньому плані або поряд часто присутня шрифтова композиція (власне великі букви або слова), в тій же гармонійній з Кереком кольоровій гамі.

Стиль дайма (Daim style) чи 3D-стиль. Цей стиль придуманий відносно недавно, вже в 90-і роки. Придумала його людина на ім'я Дайм, на честь якого і був названий стиль. Дайм родом з Німеччини, малює по всьому світу вже більше 15 років. Цей стиль відрізняється повним, абсолютним обсягом букв. Всі букви як би тривимірні! Здається, що їх можна взяти в руки, помацати кожну з їх граней, провести рукою по кожному кутку, перевернути

і подивитися на неї збоку, ззаду, розрізати і побачити зрізану грань поверхні. Цей стиль по праву вважається найскладнішим з усіх у графіті. Придумати його дуже складно. Треба мати неординарну фантазію і неабияке мислення, щоб намалювати слово в об'ємі. При цьому треба щоб всі букви поєднувалися один з одним, і було досить-таки зрозуміло, що написано.

Вайлд стайл (англ. Wild Style) – цей стиль зазвичай найгірше читається простим глядачем, так як букви дуже сильно видозмінені. Вирізняється поміж інших стилів різкістю і ламаністю ліній, яскравими кольорами. Малюється зазвичай в спокійній обстановці на легальних «полотнах», або на замовлення.

У наше місто графіті прийшло відносно недавно, років 10 назад. Та за цей час Луцькі райтери (мал.2) стали відомими на теренах України та за її межами. Більшість з них працюють у сфері графічного дизайну у різних фірмах, та втілюють свої ідеї в рекламі.

Хотів би зазначити що саме явище як реклама в стилі графіті є малопоширеною в нас, на відміну від Європейських країн. Хоча з точки зору практичності це найкраща альтернатива поширеній «штампованій» рекламі. По – перше така реклама вигідніша у фінансовому аспекті, тому що послуги райтера та покупка фарби обійдеться дешевше чим виготовлення біг борду на замовлення, чи пластикової вивіски. По – друге графіті розпис завдяки нинішнім технологіям у виготовленні спеціальної фарби для стріт-арту набагато довше зберігається ніж перераховані вище аналоги. В час, коли економіка у країні нестабільна, а у підприємця, або у фірми є можливість зекономити фінанси на рекламі, і при тому якість не знизиться, а навпаки в разі покращиться, це в якійсь мірі можна назвати панацеєю у графічному дизайні. На мою думку це найкраще застосування для графіті в контексті дизайну нашого міста.

Висновки. Отже спираючись на досвід європейських країн можна стверджувати що таке ноу-хау приживеться і у нас. Рекламодавцям було б варто звернути увагу на даний напрямок реклами.

Література.

Журнал «Extreme» №3 (09) квітень 2004 «Екстрим-пресс»

<http://fantom2.org.ua/publ/5-1-0-78>

<http://uk.wikipedia.org/wiki/%D0%93%D1%80%D0%B0%D1%84%D1%96%D1%82%D1%96>

<http://oksanakaushan.beon.ru>

УДК 711.21

ПРОБЛЕМИ РОЗВИТКУ УРБАНІЗОВАНИХ ТЕРИТОРІЙ

ПРОБЛЕМЫ РАЗВИТИЯ УРБАНИЗИРОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

PROBLEMS OF DEVELOPMENT OF THE URBANIZED TERRITORIES

О.В. Дзюбинская, ассистент, М.В. Смаль, ассистент (Луцкий національний технічний університет, м. Луцьк)

О.В. Дзюбинська, ассистент, М.В. Смаль, ассистент (Луцкий національний техніческий університет, г. Луцк)

O. Dzyubynska, assistant, M. Smal, assistant (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Охарактеризовано функціонально-планувальну структуру міста та принципи забезпечення екологічної рівноваги на урбанізованих територіях. Визначено вплив природних територій міста на його загальний екологічний стан.

Охарактеризовано функционально-планировочную структуру города и принципы обеспечения экологического равновесия на урбанизированных территориях. Определено влияние природных территорий города на его общее экологическое состояние.

The characteristic functional planning structures and principles of ecological balance in urban areas. The influence of natural areas on its overall ecological condition.

Наростаючий конфлікт між економічним зростанням та навколишнім середовищем зосередив увагу людства на теорії під назвою "Сталий розвиток". Ця теорія полягає в тому, що розвиток людства в майбутньому залежить від збереження природного капіталу вже сьогодні. Для досягнення цієї мети необхідно збалансувати діяльність людини із здатністю природи самовідновлюватися.

В наш час гострі суперечності викликають питання розвитку міст, адаптації їх до людини, екологічної рівноваги, енергетичного балансу.

Питанням сталого, екологічно збалансованого розвитку, вивченням еколого-містобудівних аспектів планувальної організації урбанізованих територій присвячені роботи праці Е.Б.Алаєва, В.А.Барановського, І.К.Бистрякова, Т.В.Бочкарьової, Б.М.Данілішина, В.І.Нудельмана,

А.П.Осітнянко, А.М.Плешкановської, Г.О.Пархоменко, Б.Б.Родомана, Л.Г.Руденка, К.М.Ситника, В.М.Трегобчука, П.Хаггета, О.І.Черкаса.

Однак на сьогодні не в повній мірі обґрунтовано науково-методичні засади містобудівного вирішення екологічних проблем та не до кінця розроблено еколого-містобудівні нормативи, що регламентують якість середовища та усталеність розвитку урбанізованих територій.

В наш час актуальним є питання дослідження проблем сталого розвитку урбанізованих територій в містобудівному аспекті. В статті ставиться завдання обґрунтувати взаємозв'язок між площею та компонентною структурою територій ландшафтно-рекреаційної зони та екологічною рівновагою урбанізованої екосистеми.

Сталий розвиток населених пунктів - це соціально, економічно і екологічно збалансований розвиток міських і сільських поселень, спрямований на створення їх економічного потенціалу, повноцінного життєвого середовища для сучасного та наступних поколінь на основі раціонального використання ресурсів (природних, трудових, виробничих, науково-технічних, інтелектуальних тощо), технологічного переоснащення і реструктуризації підприємств, удосконалення соціальної, виробничої, транспортної, комунікаційно-інформаційної, інженерної, екологічної інфраструктури, поліпшення умов проживання, відпочинку та оздоровлення, збереження та збагачення біологічного різноманіття та культурної спадщини.

Під екологічною рівновагою при розвитку процесів урбанізації ми розуміємо динамічний стан природного середовища, при якому забезпечується саморегуляція і відтворення основних його компонентів – атмосферного повітря, водних ресурсів, ґрунтового покриву, рослинного та тваринного світу.

Екологічна рівновага може бути досягнута двома шляхами:

- впровадженням технічної новизни, очисних споруд і пристроїв нових поколінь;
- на основі використання містобудівних методів створення екологічно збалансованих територіальних урбанізованих систем.

Міське середовище являє собою сукупність різних умов на просторово-обмеженій території, де протікає життя, праця та відпочинок людини. Місто – це антропогенно-природний територіальний комплекс, який об'єднує штучні об'єкти (будівлі, споруди, дороги) та компоненти природи з їх властивостями (ландшафт, ґрунтовий та рослинний покрив, клімат). Міське середовище –динамічний комплекс процесів антропогенного впливу на природне середовище, в якому постійно проходять суттєві зміни рельєфу та гідрології, перетворюється ґрунтовий покрив, збільшується площа штучного покриву, змінюються деякі кліматичні особливості.

Оздоровлення міського середовища (відновлення екологічної рівноваги, яка порушується в процесі господарської діяльності), відбувається частково за рахунок її здатності до самоочищення та поглинання шкідливих речовин

зеленими насадженнями. Ключове місце при цьому відводиться формуванню рекреаційних зон з комплексом зелених зон та водних об'єктів.

Для створення оптимально розвинутого, екологічно збалансованого міського ландшафту важливим є функціональне зонування території міста.

Дослідники виділяють три групи функціональних зон:

- 1) Активно забруднюючі водне та повітряне середовище: промислові підприємства, відкриті склади та звалища, автомагістралі, заправочні станції;
- 2) Території, які зазнають забруднення: зона житлової та громадської забудови; промислові підприємства, які не є джерелами забруднення;
- 3) Території, які сприяють очищенню: парки, сквери, рекреаційні ліси та лісопарки, водні простори, об'єкти природо заповідного фонду.

Потреби міського населення в спілкуванні з природою – одна з життєво важливих. Можливо, браком такого спілкування пояснюються випадки відхилення в поведінці людей та захворюваність деякими «міськими хворобами». Існування островів природи в місті необхідно для зняття стресу, що часто виникає у жителів густо населених районів.

Показником здоров'я та екологічного благополуччя міста є його зелене вбрання. Говорячи про єдину систему озеленення, особливу увагу необхідно приділяти проблемі збереження та реконструкції зелених клинів міста, які в наш час стрімко забудовуються. Ці клини є каналами надходження чистого, прозорого повітря приміської зони на територію міста, включаючи його центральні райони, що сприяє, в свою чергу, зниженню рівня забруднення атмосферного повітря та покращенню його радіаційного режиму.

Ідеальне місто, на думку вчених, повинне вентилуватися за допомогою пересічних в поперечному та радіальному напрямках зелених насаджень. Роль озелених територій для міста надзвичайно велика. Система зелених насаджень – міські парки, бульвари, природні лісові та лісопаркові зони – в силу своїх біологічних особливостей та в поєднанні з водними просторами здійснює значний вплив на формування мікроклімату міста, регулює тепловий та радіаційний режими, силу вітру та вологість повітря, знижує рівень міського шуму, виробляє фітонцидні речовини, які володіють бактерицидними властивостями.

Зелені насадження вловлюють пил та шкідливі гази в найбільш забрудненому, нижньому шарі, тобто в зоні перебування людини. На протязі року 1 га лісу очищає до 18 млн. кубометрів повітря. Міські насадження формуються з меншою (приблизно в 2 рази) густотою, ніж лісові. Їх очисну здатність оцінюють в 10 млн. кубометрів на 1 га в рік, що дозволяє наближено розрахувати необхідну площу зелених насаджень при відомих об'ємах забрудненого повітря. Створення зелених зон навколо міст створює потенційні можливості рекреаційного ресурсу.

Функціонально-планувальна структура міста Луцька, передбачає збалансований розвиток природно-ландшафтного та урбанізованого каркасів, при цьому природний каркас виконує природоохоронну і рекреаційну функції, урбанізований – соціальну та виробничу.

Луцьк - адміністративний центр Волинської області і один з важливих багатофункціональних економічних, культурно-освітніх центрів України, має вигідне географічне розташування. Територія міста становить 4161 га. Забудовані землі складають 72,8 % території міста, в т. ч. громадського призначення – 7.8 %, житлові території – 24.6 %, промисловості та транспорту – 24.4 %, комерційні – 3.8 %, інші землі – 12.2 %.

Функціональне зонування території, як суттєвий елемент планувальної організації території міста багато в чому визначено містобудівною ситуацією, а також взаємозалежним розміщенням місць розселення, праці і відпочинку, що вже склалося.

Територія міста Луцьк за функціональним призначенням і характером використання поділяється на сельбищну, промислову, загальноміського центру і ландшафтно-рекреаційну зони.

На даний час сельбищна зона міста розділена на три частини: Центральну, що розташована між заплавою р.Стир на заході та залізницею на сході, Західну, що знаходиться на лівому березі р.Стир та Східну, що розташована за смугою відводу залізниці.

Промислова зона сформувалась з промислово-виробничих і комунально-складських об'єктів. Усього по місту виділено 3 промислових райони (Північний, Східний і Південний) та кілька груп підприємств за межами промислових утворень.

Ландшафтно-рекреаційна зона сформована на базі існуючих зелених насаджень загального користування і створення нових масивів спортивно-рекреаційних комплексів.

В існуючій системі озеленення міста присутні усі три групи озелених територій, що визначаються за функціональною ознакою.

Розміщення озелених територій загального користування розглядається на територіях: забудови міста; за межами забудови у межах міста; за межами міста у межах зеленої зони.

Зелені насадження загального користування території забудови міста – це парки, сквери, бульвари, які займають площу 135 га, що становить 41% нормативної площі 329 га для існуючої чисельності населення.

Група територій загального користування за межами забудови в межах міста представлена заплавою р. Стир між вулицями Ковельська та Гнідавська площею 117 га. Також за межами забудови вздовж р. Стир між вулицями Набережною і руслом річки для короткочасного відпочинку використовуються заплавні луки і гаї водоохоронної зони площею 34 га.

За межами міста зовнішній пояс зеленої зони створюють ліси, у тому числі лісопарки, що відносяться до групи насаджень загального

користування. Нормативна забезпеченість сучасної чисельності населення площею лісів зеленої зони становить відповідно 66%.

Місто не має значного природного рекреаційного потенціалу (всього 135га). Але сприятливий клімат, наявність водних просторів, природні ландшафти формують унікальні місця відпочинку. Згідно оцінки природних рекреаційних ресурсів нові рекреаційні території можна організувати в районі річок прилеглих до міста Луцька територій – урочищ та лісових масивів. Близько 35 % лісових масивів мають особливий режим лісокористування, територію яких можливо використовувати як рекреаційну.

Проаналізувавши функціональне зонування території міста Луцька можна зробити висновок, що частка природних територій складає близько 20% від загальної площі. Компонентна структура територій ландшафтно - рекреаційної зони міста є досить різноманітною, проте загальна площа природних територій потребує збільшення.

Згідно з сучасними вимогами, необхідно прагнути до 40-50% озеленення території міст. Традиційно забудова мікрорайонів, будівництво промислових, культурно-побутових підприємств значно випереджує будівництво садово-паркових об'єктів та санітарно-захисних зон. Все це приводить до того, що система озеленення міст деградує та порушується.

Висновки. 1. Оцінка впливу містобудівного зонування, як засобу забезпечення екологічної рівноваги потребує подальшого обґрунтування, розробки еколого-містобудівних нормативів, що регламентують якість середовища та усталеність розвитку урбанізованих територій.

2. Розширення площі територій ландшафтно - рекреаційної зони та раціональне їх використання, доведення показника озеленення до 40-50 % сприятимуть оздоровленню екологічного стану міста

Список використаних джерел.

1. Концепція сталого розвитку населених пунктів // Відомості Верховної Ради. – 1999.
2. Пояснююча записка до генерального плану м. Луцька. – Київ: УДНДПМ «Діпромiсто», 2009.- 225 с.
3. Екологічний паспорт Волинської області. – Луцьк, 2009. – 96с.
4. Мухин Ю.П., Кузьмина Т.С., Баранов В.А. Устойчивое развитие: экологическая оптимизация агро – и урбoландшафтов. – Волгоград: Изд-во ВолГУ, 2002. – 122 с.
5. Владимиров В.В. Расселение и окружающая среда. – М., Стройиздат, 1982. – 228 с.

УДК 624.012.25

ДОЦІЛЬНІСТЬ ВИГОТОВЛЕННЯ СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ БЕЗНАПІРНИХ ВОДОПРОПУСКНИХ ТРУБ ІЗ ДОДАВАННЯМ ДОБАВКИ ДО БЕТОНУ PANTARHIT RC 360 У ДОРОЖНЬОМУ БУДІВНИЦТВІ

ЦЕЛЕСООБРАЗНОСТЬ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ БЕЗНАПОРНЫХ ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ С ДОБАВЛЕНИЕМ ДОБАВКИ К БЕТОНУ PANTARHIT RC 360 В ДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

EXPEDIENCY OF MAKING OF STEEL FIBER CONCRETE OF NONPRESSURE CONDUIT PIPES WITH ADDING OF ADDITION TO THE CONCRETE OF PANTARHIT RC 360 IN ROAD BUILDING

Дробишинець С.Я. к.т.н., доц., (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Дробышинец С.Я. к.т.н., доц., (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Drobyshynets S.Y., candidate of technical sciences, (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Наведено основні характеристики та шляхи використання водопропускних труб у дорожньому будівництві. Описано основні переваги сталевібробетону та доцільність його використання, як будівельного матеріалу, при виготовленні безнапірних водопропускних труб. Наведено основні галузі використання сталевібробетону.

Приведены основные характеристики и пути использования водопропускных труб в дорожном строительстве. Описаны преимущества сталефибробетона та целесобразность его использования, как строительного материала, при изготовлении безнапорных водопропускных труб. Указаны основные отрасли использования сталефибробетона.

Basic descriptions and ways of the use of conduit pipes in road construction are resulted. Basic advantages and expedience of use of steel fiber concrete, as a build material are described, at making of conduit pipes. Basic industries of the use of steel fiber concrete are resulted.

Постановка проблеми. В сучасній практиці будівництва широко використовуються залізобетонні безнапірні труби. Зокрема вони використовуються в промисловому, цивільному, міському (системи водовідведення), а також і в дорожньому будівництві. Проте, значним недоліком залізобетонних безнапірних труб є їхня недостатня жорсткість та тріщиностійкість. В останній час широкого розповсюдження набувають бетонні конструкції в які для збільшення міцності, тріщиностійкості та інших механічних характеристик додають сталеві фібри.

Основна частина. Водопропускні труби, в дорожньому будівництві - це штучні споруди, призначені для пропуску під насипами дороги невеликих постійних або періодично діючих водостоків. В окремих випадках труби використовуються як шляхопроводи тунельного типу, а також як скотопрогони. При проектуванні дороги, особливо при невеликих висотах насипу, часто доводиться вибирати одну з двох можливих споруд - малий міст або трубу.

Водопропускні труби розрізняють за матеріалом тіла труби. Вони бувають бетонні, залізобетонні, металеві, полімерні. Крім того, за формою поперечного перерізу, тобто круглі, прямокутні, овальні. Розрізняють труби по кількості очок в перерізі - одноочкові, двоочкові, багатоочкові труби. Безнапірні труби працюють неповним перерізом на всій довжині, напірні працюють повним перерізом на всій довжині, а напівнапірні працюють у вхідного оголовка повним перерізом, а на решті довжини неповним.

Діаметр труб на автомобільних дорогах приймають не менше 1,0 метра при довжині труби не більше 30 метрів, не менше 0,75 метра при довжині труби не більше 15 метрів, не менше 0,5 метра на з'їздах. На внутрішньогосподарчих дорогах можна застосовувати труби з отворами розміром 0,5 метра при їх довжині не більше 10 метрів. Товщина засипки над плитами труб до низу дорожнього одягу приймається не менше 0,5 метра.

Малі і середні автодорожні мости і водопропускні труби дозволяється розташовувати на ділянках дороги з будь-яким профілем і планом, прийнятним для даної категорії дороги. Як правило, труби влаштовуються в безнапірному режимі і, як виняток, в напірному і напівнапірному режимах для пропуску розрахункової витрати води.

По несучій здатності труби підрозділяють на 3 групи. Перша відповідає розрахунковій висоті засипки ґрунтом, рівною 2,0 метра, друга висоті 4,0 метра, третя висоті 6,0 метра. У конкретних умовах будівництва переходу через водостік або іншу перешкоду допускається застосовувати труби з іншою розрахунковою висотою засипки їх ґрунтом.

Більше 100 років у світі ведуть експериментально-теоретичні дослідження будівельного композиту – сталевіфібробетону. Даний матеріал широко використовується у країнах Європи у сфері будівництва. Сталевіфібробетон (СФБ) - це різновид дисперсно-армованого залізобетону. Він виготовляється

з дрібнозернистого важкого бетону, де в якості арматури застосовуються сталеві фібри (рис.1), рівномірно розподілені по всьому об'єму.



Рис.1. Фібра сталева.

Використання сталеві фібри при виробництві сталевібробетону зумовлює різке підвищення стійкості до утворення відколів, тріщин. Вдається зменшити кількість стиків і швів, істотно знизити період наступних ремонтів, а також їх вартість. При цьому також збільшується вібраційна стійкість бетону, так як у випадку застосування арматурної сітки вібрація поширюється по всій сітці, тим самим руйнуючи структуру бетону, а в разі застосування сталевібробетону така ситуація повністю виключається.

Застосування технологій армування сталевібробетону дозволяє досягати проектних характеристик при меншій металоємності і товщині конструкцій, підвищуючи при цьому надійність при експлуатації. Наприклад, якщо товщина шару з використанням традиційного залізобетону становить 22 сантиметри, то з використанням сталевібробетону тільки 13. Сталевібробетон, армований сталевібробетону, володіє особливою стійкістю до впливів зовнішніх чинників.

Сумарний економічний ефект при застосуванні фібри досягає близько 24% за рахунок скорочення або повного виключення витрат на арматурні роботи і зменшення товщини покриття на кілька сантиметрів.

Не менш перспективним є застосування ідеї використання сталевібробетону при посиленні та ремонтах залізобетонних конструкцій, схильних до істотного фізичного зносу, в тому числі і аварійних конструкцій таких як: плити залізнично-дорожніх переїздів та трамвайних шляхів, кільця стінових колодезів, водопропускних труб (рис.2), безнапірні труби різних діаметрів, колектори, резервуари, виготовлення тонкостінних конструкцій, павільйонів, зупинок громадського транспорту, шумопоглинаючих огорожень, навісів, бар'єрів розділових смуг, огорожень і т.д.

Високу ефективність у застосуванні фібра мала б у виготовленні безнапірних водопропускних труб, так як різниця у технології виготовлення звичайної залізобетонної труби досить суттєва у відношенні до економічності і ефективності.

У цьому випадку використання цього матеріалу значно спрощує процес укладання бетону (особливо на поверхнях складної форми), виключає виконання опалубних робіт. Внаслідок, зменшується обсяг, а також вартість будівельних робіт, що в поєднанні з конструктивними перевагами застосування СФБ для підсилення будівельних об'єктів, робить такий метод досить конкурентоспроможним, а в окремих складних випадках фактично безальтернативним.

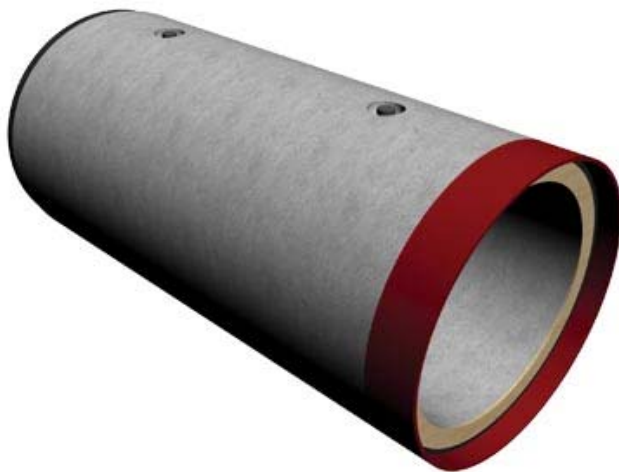


Рис.2. Водопропускна труба зі сталевібробетону.

Грунтуючись на вище сказаному, можна зробити висновок, що сталевібробетон (СФБ) має низку переваг перед іншими видами бетону, при виробництві яких застосовувалися методи традиційного армування:

Зростання властивостей СФБ в порівнянні із звичайним бетоном :

Властивості

Зростання властивостей

Межа пропорційності при розтягуванні і вигині	в 2 рази
Межа міцності при розтягуванні	в 2.5 рази
Межа міцності при вигині	в 3.5 рази
Межа міцності при стисненні	в 1.5 рази

Ударна міцність	в 10 разів
В'язкість при досягненні межі міцності	в 10 - 20 разів (до 34)

Тріщиностійкість порівняно із залізобетоном:

- при розкритті тріщин до 0.005 мм	в 2.5 - 6 разів
- при розкритті тріщин до 0.2 мм	в 3 - 3.5 разів

Деформативність	в 2 - 10 разів
Опір кавітації	в 3 рази
Опір абразії (стираність)	в 2 рази
Морозостійкість	в 1.5 - 2 рази
Термостійкість	в 5 - 7 разів
Корозійна стійкість	в 2 рази

Існує ряд рекомендацій щодо готування сталевібробетонної суміші:

Приготування сталевібробетонної суміші здійснюють, як правило, в серійних бетонозмішувачах примусової дії. Допускається використання також інших видів змішувачів, які забезпечують отримання однорідної бетонної суміші. Для забезпечення рівномірності розподілу фібр по об'єму суміші рекомендується: введення пластифікуючих добавок.

За показником руйнування вібробетон може в 15-20 разів перевершувати звичайний бетон.

Спираючись на досвід світового та вітчизняного будівництва можна виділити найбільш успішні сфери застосування сталевібробетону (СФБ): збірні конструкції і елементи (балки, трубопроводи, залізничні шпали, стінові панелі, сходи, покрівельні панелі, морські споруди, модулі плаваючих доків, вибухостійкі конструкції, палі, карнизні елементи мостів, елементи просторових споруд), монолітні споруди і конструкції (вирівнюючі підлоги, промислові підлоги, ємкості для рідин, вогнезахисна штукатурка, вибухостійкі споруди), автомобільні дороги, мостові настили, іригаційні канали, водовідбійні дамби, оздоблення тунелів, ремонт монолітних конструкцій.

У зарубіжних країнах практика армування бетону сталеву фібру широко застосовується з 1970-1980-х років. З кожним роком обсяги застосування фібри ростуть. У країнах Європейського Союзу в 2003 році в середньому було використано більше 150 000 тонн сталеву фібру, що орієнтовно відповідає 3000000 куб.м конструкцій з бетону.

У Російській Федерації технологія приготування і укладання сталевібробетону як у звичайних умовах, а також в умовах зимового періоду, була перевірена безпосередньо на будівельних майданчиках: фрагмент ділянки автодороги Москва-Любня, ділянка автодороги Барнаул-Бійськ, дорожнє покриття мосту (Челябінськ), злітно-посадкова смуга аеропорту «Пулково» (Санкт-Петербург), застосування СФБ при виробництві

фрагментів тимчасового кріплення тунелів метро на станції «Божова» в Єкатеринбурзі, станції «Торговий Центр» у Челябінську, станції «Парк Перемоги» у Москві.

Добавка PantarHit дозволяє економити 10-20 відсотків цементу в залежності від якості складових бетонної суміші, підвищувати відпускну та проектну міцність на 30-40 відсотків і значно покращувати показники по водонепроникності, морозостійкості і економії ПЕР. Завдяки всьому вищевикладеному технологічний процес стає простішим і ефективнішим. Добавка PantarHit може забезпечити перевагу при використанні в наступних випадках.

По-перше, коли переслідується мета зменшення вмісту води в порівнянні з бетоном без присадок при аналогічній будівельній конструкції. Таким чином досягається збільшення механічної міцності. По-друге, коли переслідується мета збільшення водонепроникності і довговічності. По-третє, коли переслідується мета підвищення перекачування бетонної суміші із збереженням її рухливості та показника розшаровуваності, водовідділення і розчиновідділення суміші до і після перекачування її через бетононасос.

Використання добавки PantarHit дозволяє скорочувати терміни зведення будівель і споруд, збільшувати оборотність форм і випуск продукції, що створює додатковий економічний ефект, отримувати високоміцні екологічні бетони марки 600 і вище, в 1,5 рази скорочувати час бетонування за рахунок високої легкоукладальності бетонної суміші, скорочувати час укладання, витрата електроенергії і до 30 відсотків трудовитрат.

Висновки. Застосування сучасних технологій, які забезпечать виконання робіт своєчасно та на високому рівні, має дуже велике значення. З вище наведеного видно, що завдяки новітнім технологіям і матеріалам ми можемо досягти високих експлуатаційних якостей і багаторічного терміну служби об'єкта із використанням сталевібробетону.

Сунак О.П. Сталевібробетонні конструкції: Навч. посібн. - Луцьк: Media, 1999. - 158с. Фибробетон и его применение в строительстве.- Москва: НИИЖБ, 1979,- 173с. Рабинович Ф.Н. Дисперсно армированные бетоны.-М.: Стройиздат, 1989.-176 с.

УДК 624.012.454

ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ У СТИСНУТІЙ ЗОНІ

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ В СЖАТОЙ ЗОНЕ

Задорожнікова І.В., к.т.н. (Луцький національний технічний університет, м.Луцьк)

Задорожникова И.В., к.т.н., доцент (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Zadoroqnikova I.V., candidate of technical sciences, (Lutsk National Technical University, Lutsk)

В статті наведені результати експериментальних досліджень міцності підсиленних у стиснутій зоні залізобетонних балок та представлені фізико-механічні характеристики матеріалів, використаних для підсилення.

В статье приведены результаты экспериментальных исследований прочности усиленных в сжатой зоне железобетонных балок и представлены физико-механические характеристики материалов, использованных для усиления.

Мета експериментальних досліджень – встановити вплив товщини підсилюючого шару та виду матеріалу підсилення (полімербетон, сталевіфібробетон, дрібнозернистий) на міцність бетонних згинальних елементів шляхом їх експериментального випробування.

Для отримання результатів про міцність в перерізах конструкцій з неоднорідною структурою стиснутої зони залізобетонних балок були виконані експериментальні дослідження п'яти серій зразків-балок (по 4 зразки в кожній серії), конструктивні схеми яких показані на рис.1.

Дослідні балки (20 штук), розміри поперечного перерізу яких становили 120x200мм, а довжина 2000мм, виготовили в заводських умовах. Були заплановані два випадки реалізації початкового напружено-деформативного стану зразка перед підсиленням. У першому випадку підсилення вісьми балок виконували без попереднього навантаження (БС 1-1; БП 2-1; БПа 3-1; БТ 4-1), тобто імітували елементи, які ще не вичерпали свій ресурс, але у зв'язку зі збільшенням проектного навантаження вимагають підсилення.

Друга частина зразків (БСН 1-2; БПН 2-2; БПАН 3-2; БТН 4-2) моделювала балки, які знаходились в експлуатації, з тріщинами в розтягнутій зоні.

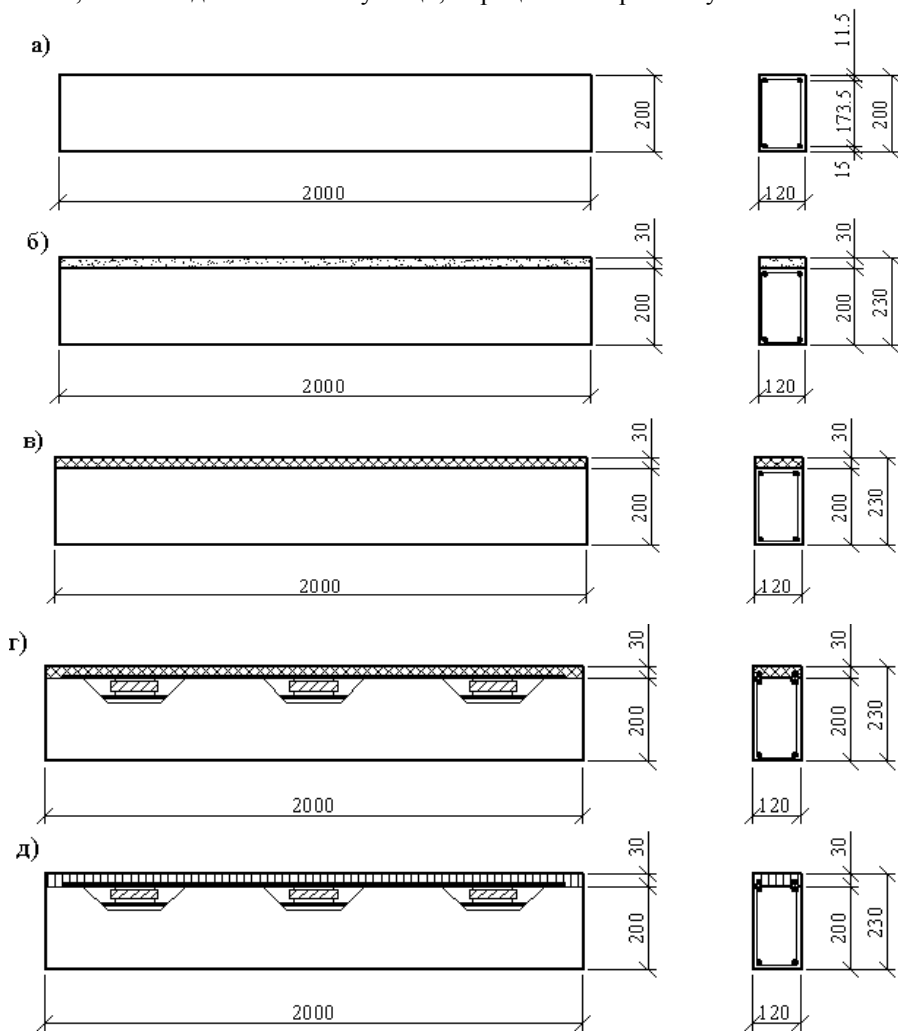


Рис.1. Принципова схема конструювання п'яти серій експериментальних балок: а) невідсилена (Б); б) відсилена сталевібробетоном (БС); в) відсилена полімербетоном (БП); г) відсилена полімербетоном і арматурою (БП_А); д) відсилена арматурою та дрібнозернистим бетоном (БТ)

Для цього балки попередньо навантажували зусиллям, яке складало приблизно 0,7-0,8 від руйнівного. Це було виконано при випробуванні еталонної серії зразків до підсилення (Б 1-1; Б 1-2; Б 1-3; Б 1-4). Таким чином було досягнуто утворення тріщин шириною розкриття 0,2...0,3 мм. Після цього балки розвантажували.

Далі здійснювали підсилення балок, добетонуванням стиснутої зони підсилюючим шаром товщиною 30 мм, з використанням різних сучасних ефективних матеріалів підсилення підвищеної міцності та стійкості до складних умов експлуатації (сталефіробетон, полімербетон). Для порівняння було виконане підсилення традиційним способом - шаром звичайного армованого дрібнозернистого бетону.

Сировинні матеріали. Міцнісні та деформативні характеристики основного бетону експериментальних балок, а також полімербетону, сталефіробетону та дрібнозернистого бетону, які використовували для підсилення стиснутої зони залізобетонних балок, визначали за результатами випробувань контрольних зразків у вигляді кубів та призм з розмірами 100x100x100 мм та 100x100x400мм. Зразки для випробування виготовляли серіями по 12 штук в кожній (6 призм, 6 кубів) з одного замісу бетону відповідних балок, які тужавіли у ідентичних умовах, що і балки.

Виготовлення стандартних зразків виконували в інвентарних сталевих формах[1]. Перед випробуванням дослідні зразки ретельно перевіряли з метою виявлення можливих дефектів.

Випробування проводили на гідравлічному пресі ПГ-100. Згідно з чинними стандартами [2, 3, 4] за руйнуюче навантаження приймали максимальне зусилля, яке було досягнуте в процесі випробування. Випробовуючи призми, деформації бетону вимірювали за допомогою 4 індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм, які були встановлені з двох боків зразка на базі 200 мм. Результати випробувань зразків основного бетону та бетону підсилення наведені у табл.1.

Оскільки випробування бетонних зразків на розтяг не виконували, для визначення міцнісних та деформативних характеристик бетонів на розтяг використовували залежності для обчислень зазначених параметрів непрямыми методами.

Щоб визначити міцнісні та деформативні властивості арматури дослідних зразків використали розривну машину МП-500. На ній випробували 7 зразків арматури класу $\varnothing 10$ АІІ, 7 зразків - $\varnothing 8$ АІІ та 10 зразків – $\varnothing 3$ ВрІ та сталеві фібри, виготовленні з відпрацьованих канатів (табл. 2.).

Арматура $\varnothing 10$ АІІ була використана як основна у підсилюваних конструкціях балок. Арматуру $\varnothing 3$ Вр-І використовували для армування стиснутої зони при підсиленні шаром полімербетону та дрібнозернистого бетону.

Таблиця 1.

Міцнісні та деформативні властивості використаних бетонів

№	Середні значення характеристик	Основний бетон	Бетони підсилення		
			дрібнозернистий	сталевіробетон	полімербетон
1	Кубикова міцність R_c , МПа	29,39	25,7	31,8	32,4
2	Призмova міцність R_{b1} , МПа	23,4	19,3	24,4	25,1
3	Міцність на розтяг R_{bt} , МПа	1,97	2,05	3,44	3,88
4	Початковий модуль пружності $E_b \times 10^{-3}$, МПа	25,8	24,13	26,7	27
5	Граничні деформації при стиску $\varepsilon_{br} \times 10^5$, які відповідають R_b	200	195	280	400
6	Граничні деформації при розтягу $\varepsilon_{btR} \times 10^5$, які відповідають R_{bt}	15	18,8	32	57

Таблиця 2.

Фізико-механічні характеристики арматури

№ п/п	Середні значення характеристик	Вид арматури			
		Ø 10 А-III	Ø 8 А-III	Ø 3 Вр-I	Фібра Ø1 мм
1	Фізична (σ_y) або умовна ($\sigma_{0,2}$) межа текучості, МПа	442	410	390	-
2	Тимчасовий опір σ_p , МПа	711	620	730	750
3	Модуль пружності $E_s \times 10^{-5}$, МПа	2,1	2,02	1,73	2,0

Результати досліджень. Метою підсилення балок різними матеріалами є підвищення їх міцнісних характеристик та виявлення найефективнішого з них. Випробування експериментальних зразків-балок показало, що, незважаючи на різні матеріали підсилення, спостерігається підвищення як міцності, так і жорсткості. Під час проведення досліду балки з п'яти випробуваних серій зруйнувались за нормальними перерізами.

При руйнуванні майже в усіх серіях підсилених балок спостерігалось часткове відшарування контактного шару. Але відшарування відбувається у різних балках на різних стадіях напружено-деформативного стану. В балках, серій БП_Δ, БП_ΔН, БП, БПН, підсилених полімербетоном з підведенням додаткової арматури в шар підсилення та неармованим полімербетоном, відшарування підсилюючого шару відбулося в момент руйнування, до якого полімербетон зберігав повний контакт з бетоном елементів, які підсилювалися. Розшарування у балках серій БС, БСН, БТ, БТН, підсилених відповідно сталевібробетоном та армованим дрібнозернистим бетоном, з'явилося у кінці другої стадії напружено-деформативного стану. Виникнення розшарування у балках вже на останніх етапах роботи дає можливість спільної роботи шарів стиснутої зони (основної конструкції із шаром підсилення) до моменту вичерпання несучої здатності.

Зважаючи на малий відсоток армування і у зв'язку з цим визначальним чинником величини міцності залізобетонного елемента була межа текучості арматури. Однак, досліди показали підвищення несучої здатності залежно від способу підсилення.

Експериментальні значення міцностей дослідних балок усіх серій наведені у табл. 3.

Таблиця 3.

Середні експериментальні значення міцностей дослідних зразків балок

№ п/п	Марка балки	Шифр способу підсилення	Руйнівне зусилля (поперечна сила) $P_{ут}$	Відносне значення міцності $P_{ут}/P_0$	Згинальний момент при руйнуванні M , кНм
1	Б	0	25,5	1,0	15,3
2	БС	1-1	30,5	1,196	18,3
3	БСН	1-2	31,25	1,225	18,75
4	БП	2-1	31,0	1,215	18,6
5	БПН	2-2	32,0	1,254	19,2
6	БП _Δ	3-1	31,75	1,245	19,05
7	БП _Δ Н	3-2	32,15	1,261	19,29
8	БТ	4-1	29,0	1,137	17,4
9	БТН	4-2	30,0	1,176	18

Таким чином, з отриманих даних можна зробити висновок, що найбільший приріст несучої здатності, у межах 24 - 26%, виявилося у балках підсиленних шаром армованого полімербетону (БП_А, БП_АН). Тут міцнісні властивості підсилюючого шару використані найбільше, очевидно, внаслідок кращого зчеплення бетону балки з шаром підсилення. У цьому випадку арматура підсилення та оцупки скріплення становили додаткові конструктивні умови підвищення зчеплення підсилюючого шару з бетоном підсилюваної балки. На другому місці – балки серій БП та БПН, підсилені шаром неармованого полімербетону, величина збільшення міцності яких становить 21-25%. Третя позиція з точки зору збільшення міцності – 19-22%, це балки підсилені сталефібробетоном (БС, БСН). Найменше збільшення несучої здатності - 13-17%, виявили експериментальні зразки, підсилені армованим дрібнозернистим бетоном (БТ, БТН).

При цьому, вплив армування стиснутої зони на міцність зразків практично не виявлено (див. серії БП_А, БП_АН та БП, БПН). Простежується лише вплив міцності бетону стиснутої зони. Такого ефекту можна було б очікувати, зважаючи на спосіб руйнування зразків по розтягнутій зоні внаслідок текучості розтягнутої арматури.

Аналізуючи табл. 3 можна дійти висновку, що з точки зору міцності введення стиснутої арматури при підсиленні стиснутої зони нормально армованих елементів малоефективне, особливо при підсиленні шаром полімербетону. З табл. 3 видно, що несуча здатність підсиленних у стиснутій зоні балок, яка не може збільшуватися тільки за рахунок збільшення загальної висоти зразка, визначається у залежності від ступеню використання міцності шарів у момент вичерпання несучої здатності.

Одним з ефектів методу підсилення залізобетонного елемента є утворення стиснутого шару більшої міцності, зниження стискуваності та підвищення розтягуваності за результатом просочення (пенетрації) шару підсилення у поверхні шару стиснутого бетону підсилюваної конструкції. Завдяки високій жорсткості зони контакту та сумісним деформаціям шарів стиснутої зони, напруження і деформації у крайніх стиснутих гранях бетону підсиленних балок рівномірно розподіляються за довжиною контакту із шаром підсилення.

Треба звернути увагу на деяке підвищення міцності залізобетонних балок, підсиленних після попереднього навантаження зусиллями експлуатаційного рівня. Скоріш за все це можна пояснити наявністю залишкових напружень, які з'являються після розвантаження. Наявність певного рівня напружень у стиснутому бетоні перед підсиленням балок серій БСН, БПН, БТН призводить до більшого наповнення епюри напружень та збільшення висоти стиснутої зони.

УДК 624.012: 454

ДОСЛІДЖЕННЯ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ТА ПРОГИНІВ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ У СТИСНУТІЙ ЗОНІ

ИССЛЕДОВАНИЕ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И ПРОГИБОВ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ В СЖАТОЙ ЗОНЕ

Задорожнікова І.В., к.т.н., доцент (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Задорожникова И.В., к.т.н., доцент (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Zadoroqnikova I.V., candidate of technical sciences, (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Представлено результати експериментальних досліджень тріщиностійкості та прогинів залізобетонних балок підсиленіх у стиснутій зоні різними матеріалами. Подано графічні зображення діаграм росту ширини розкриття тріщин залежно від рівня навантаження.

Представлены результаты экспериментальных исследований трещиностойкости и прогибов железобетонных балок, усиленных в сжатой зоне различными материалами. Наведены графические изображения диаграмм развития трещин в зависимости от уровня нагружения.

Питаннями використання сталевіфібробетону, полімерних композитів, та традиційних матеріалів при ремонтних та відновлювальних роботах в промисловому та цивільному будівництві на Україні та за кордоном займались та продовжують займатись багато дослідників [1, 2, 3,4 та ін].

Однією з умов виконання теоретичних розрахунків по визначенню реальної несучої здатності, підсиленіх у стиснутій зоні залізобетонних згинальних елементів є необхідність знання величини тріщиностійкості та міцності. Ці значення можуть бути отримані шляхом експериментальних досліджень зразків при короткочасному навантаженні.

Результати експериментальних досліджень утворення і розкриття тріщин в дослідних балках.

Аналіз отриманих результатів, після проведення експериментальних дослідів, дозволяє встановити вплив підсилення стиснутої зони згинальних елементів на тріщиностійкість (табл. 1.)

Таблиця 1

Експериментальні значення зусиль утворення нормальних тріщин

№ п/п	Марка Балки	Шифр способу підсилення	Зусилля тріщиноутворення P_{cre} , кН	Відносне значення тріщиноутворення P_{cre} / P_{cre}	Момент утворення Тріщин P_{ult} , кНм
1	Б-1	0	7,14	1,0	4,28
2	БС	1-1	9,61	1,345	5,76
3	БСН	1-2	9,85	1,384	5,91
4	БП	2-1	9,66	1,354	5,79
5	БПН	2-2	9,93	1,391	5,95
6	БП _A	3-1	9,54	1,337	5,72
7	БП _A Н	3-2	9,98	1,399	5,98
8	БТ	4-1	7,83	1,096	5,57
9	БТН	4-2	7,5	1,050	5,50

При підсиленні дослідних балок передбачається, як підвищення міцності, так і підвищення тріщиностійкості та жорсткості.

Експерименти показують, що перші тріщини з'являються у зв'язку з низькою міцністю бетону при розтягу, внаслідок чого вони утворюються у місці, найбільших зусиль у зоні чистого згину.

Згідно з цими результатами видно, що матеріал підсилення незначно впливає на тріщиностійкість балок. Відносна величина тріщиностійкості для усіх випробуваних зразків знаходиться у межах 0,28...0,32 від руйнуючого навантаження. Ця величина характерна для ненапружених залізобетонних зразків. Найбільше підвищення тріщиностійкості, у порівнянні з непідсиленими зразками, спостерігається у балках підсиленних армованим полімербетоном, у межах 34...40%. На другому місці – балки підсилені полімербетоном. Підвищення становить 35...39 %. Балки підсилені сталевібробетоном мають підвищення тріщиностійкості 34...38 %. Найменше підвищення – у балках підсиленних традиційним дрібнозернистим бетоном – менше 10 %.

Величина тріщиностійкості найбільша у балок, підсиленних армованим полімербетоном і полімербетоном без підведення додаткової арматури, що, очевидно, пов'язано зі збільшенням висоти зразка і підвищеними деформативними властивостями сталевібробетону і полімербетону.

Але таке розташування шарів, при якому нижній шар бетону підсиленої балки має нижчу міцність на розтяг, а шар підсилюючого матеріалу, хоча і є більш деформативним ніж стиснутий бетон підсиленого елемента, не дає підстави для суттєвого збільшення відносної тріщиностійкості в результаті збільшення висоти стиснутої зони.

Також виявилось, що при порівнянні дослідних зразків підсиленних шаром неармованого полімербетону та армованим полімербетоном,

попередньо ненавантажених, спостерігається незначна різниця збільшення тріщиностійкості. Незначно більше підвищення відмічається і у балках серій БП та БС що навряд чи можна враховувати при проектуванні.

Утворення тріщин при випробуванні у базових балках серії Б в процесі збільшення навантаження характеризується збільшенням висоти стиснутої зони, за рахунок цього розвиток утворених тріщин по висоті обмежується, збільшується ширина їх розкриття, стабілізуються та починають утворюватися нові тріщини.

У процесі досліджень балок серій БС, БП, БТ, БП_Δ та БСН, БПН, БТН, БП_ΔН встановлено, що розкриття тріщин та їх розвиток по висоті залежить від напружено-деформованого стану в перерізах балок до їх підсилення. Помічено, що у тих серіях балок, які були попередньо завантажені-розвантажені, тріщини розкриваються більше, однак розвиток по висоті – менший, ніж у решти серій зразків.

В балках серії БС, БП, БТ, БП_Δ, на момент підсилення, залишкові деформації були відсутні. Це призводить до того, що тріщини по висоті досягають більших значень, ніж в балках серій БСН, БПН, БТН, БП_ΔН та, відповідно, ширина розкриття тріщин у балках, без попереднього навантаження, менша.

При випробуванні балок серії Б деформації на рівні крайнього стиснутого волокна залізобетонних балок складають $(180...200) \times 10^{-5}$.

Для дрібнозернистого армованого шару підсилення, цей показник становить – $(160...180) \times 10^{-5}$. Балки підсилені сталевібробетоном в момент утворення тріщин мали деформації у межах $(280...300) \times 10^{-5}$. Найбільші значення – $(400...450) \times 10^{-5}$ виявляються у полімербетоні. Значення деформацій, отримані після випробувань усіх серій балок, майже співпадають з даними про граничні значення деформацій бетону, використаних для підсилення.

Представлені результати доводять ефективність підсилення з точки зору підвищення тріщиностійкості балок, практично незалежно від стану, в якому перебуває балка до підсилення (попередньо навантажена або ненавантажена), а також від виду підсилюючого матеріалу.

Як було зазначено вище, деяке збільшення моменту тріщиностійкості не можна пов'язати тільки зі збільшенням висоти за рахунок шару підсилення.

Зважаючи на обмежений обсяг досліджень, зараз ще рано встановлювати закономірності впливу матеріалів підсилення стиснутого бетону та тріщиностійкість згинальних елементів. Але вони, безумовно, є і впливають на експлуатаційні якості підсилених конструкцій.

Розкриття нормальних тріщин у підсилених балках.

Для підсилених та непідсилених зразків виділяють три стадії утворення та розкриття тріщин за шириною.

Перша стадія характеризується виникненням тріщин, появу яких визначають за допомогою мікроскопа.

Друга стадія - це стадія, коли тріщини видно неозброєним оком, та третя - розкриття тріщин до граничних значень.

Тріщини в бетоні згинальних елементів утворюються у зоні чистого згину та їх поява залежить від структури бетону.

Через його неоднорідність тріщини з'являються неодноручно.

При збільшенні навантаження процес тріщиноутворення має згасаючий характер, настає момент коли нові тріщини не утворюються, а ширина існуючих - збільшується.

Розкриття тріщин у балках, підсилених у стиснутій зоні, відбувається інакше, через вплив підсилюючого матеріалу.

Розглядаючи ширину розкриття тріщин, при однаковому згинальному моменті $M=20$ кНм можна відмітити, що підсилені балки показали меншу ширину розкриття тріщин у порівнянні з непідсиленими

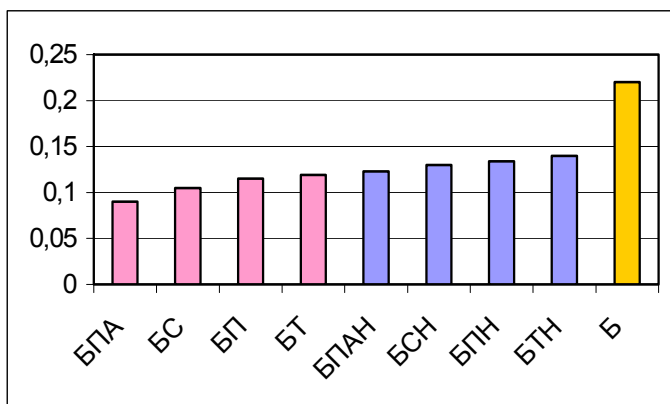


Рис. 1. Ширина розкриття тріщин, в мм., при моменті 20 кНм.

Випробування показали, що непідсилені балки серії Б при експлуатаційному рівні навантаження мають $a_{crc}=0,18...0,21$ мм.

Встановлено, що різні способи підсилення мало впливають на ширину розкриття тріщин. Балки усіх серій крім БПА, тобто, підсилені сталевіфібробетоном, неармованим полімербетоном та шаром дрібнозернистого бетону з підведенням додаткової арматури у стиснуту зону мали $a_{crc}=0,11...0,15$ мм. Тільки балки серії БПА показали найменше розкриття тріщин, яке дорівнює 0,06...0,08 мм. У балках, які в результаті попереднього навантаження мали тріщини, нові з'явилися практично в тих же перерізах.

Зі збільшенням навантаження, тобто після $M=20$ кНм, ширина розкриття тріщин швидко зростає. За отриманими у дослідях деформаціями, перед руйнуванням балок ширина розкриття нормальних тріщин становить у невідсиленних балках – 0,45...0,55 мм а у відсиленних балках, залежно від виду використаного для відсилення матеріалу, знаходиться у межах від 0,4 мм до 0,45 мм.

Прогини невідсиленних та відсиленних у стиснутій зоні експериментальних балок вимірювали у зоні чистого згину. Результати досліджень, отримані при зусиллях $(0,8...0,85)P_u$, наведені у табл. 2. Для компенсації похибок при визначенні прогинів посередині прольоту були виміряні та враховані осадки опор.

Таблиця 2.

Результати досліджень прогинів залізобетонних елементів.

№ п / п	Марк а балки	Зусилля, кН.		Середні дослідні прогини, $\bar{f}_{мм}$	$\frac{\bar{f}}{f_0}$	Граничні прогини за нормами $[f]$, мм	Відно с-ні проги ни	$\frac{\bar{f}}{[f]}$
		Руйнівне \bar{P}_u	При визначенні прогину, \bar{P}					
1	Б	25,5	21,7	6,7	1	9,0	1,287	0,744
2	БС	31,0	27,3	5,75	0,858		1,313	0,638
3	БСН	32,0	26,67	5,6	0,835		1,321	0,622
4	БП	30,5	25,1	5,2	0,776		1,346	0,577
5	БПН	31,25	26,06	5,5	0,820		1,310	0,611
6	БП _A	31,75	25,6	5,6	0,836		1,321	0,622
7	БП _A Н	32,15	26,9	5,4	0,806		1,333	0,6
8	БТ	29,0	24,07	6,1	0,910		1,295	0,677
9	БТН	30,0	24,6	5,9	0,880		1,353	0,656

Аналіз табл. 2. прогинів та побудованих графіків залежності $M-f$ (рис.2.) дозволяє відмітити, що зростання прогинів в зразках до точок перегину – лінійне. Далі, зміна величини прогинів залежить від матеріалу відсилення.

Початкове навантаження та подальше розвантаження перед відсиленням, серій дослідних балок БП_AН, БСН, БПН, БТН, призводить до появи залишкових прогинів, а під час подальшого навантаження після відсилення - до зміни характеру залежності $M-f$.

Монотонне збільшення навантаження при дослідженні балок після їх відсилення в межах відносних навантажень характеризується практично лінійним зв'язком між прогинами та моментами. Порушення цієї лінійності можна спостерігати тільки при рівнях навантаження вище 0,9 внаслідок

різкого розвитку пластичних деформацій розтягнутої арматури, після чого нахил кривої $M-f$ збільшується у сторону прогинів.

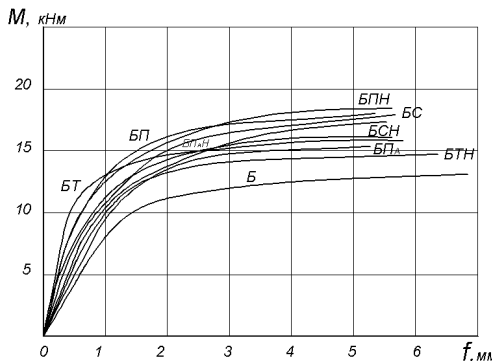


Рис. 2. Середні прогини дослідних залізобетонних балок.

Лінійний зв'язок між моментом та прогинами балок, підсилених у стиснутій зоні можна, пояснити таким чином:

1. На першому етапі навантаження, до підсилення, в стиснутому бетоні був вичерпаний запас непружних деформацій, який відповідає досягнутому рівню навантаження.
2. Введений у стиснуту зону більш міцний матеріал підсилення розвантажує бетон стиснутої зони, знижує тим самим при подальшому навантаженні долю непружних деформацій в сумарних деформаціях крайніх волокон бетону підсиленої конструкції.

Тобто, зростання прогинів залежить від особливостей розвитку деформацій по висоті перерізу після підсилення балок, що відноситься як до деформацій арматури у розтягнутій зоні, так і до матеріалу підсилення у стиснутій зоні.

1. Барашиков А.Я., Подольский Д.М., Сирота М.Д. Надежность восстанавливаемых и усиливаемых конструкций зданий и сооружений. -Черкасы, 1993. —44 с. 2. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. -Новополоцк: Издательство Полоцкого гос. ун-та, 1998.- 240 с.: ил.-ISBN 985-418-039-5. 3. КурбатовЛ.Г., Попов В.И. Трещиностойкость раскрытие трещин в изгибаемых сталефибробетонных элементах. Пространственные конструкции в гражданском строительстве. – Л.: ЛДНТП, 1982. 4.. Касассбех Абдельмажид. Прочность и деформативность усиленных и восстановленных полимербетоном железобетонных изгибаемых элементов: Дис. канд. техн. наук.-Киев, 1997.-201.

УДК 624.012.25

ОСОБЛИВОСТІ ТА ПЕРСПЕКТИВИ РОЗВИТКУ ВІТРОВОЇ ЕНЕРГЕТИКИ

ОСОБЕННОСТИ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ВЕТРОВОЙ ЭНЕРГЕТИКИ

FEATURES AND PROSPECTS OF DEVELOPMENT OF WIND ENERGY

Н.І. Ільчук., к.т.н., доцент (Луцький національний технічний університет)

Висвітлено проблеми та перспективи використання альтернативних джерел енергії. Приведено порівняння різних видів та структур щодо отримання електроенергії.

Отражены проблемы и перспективы использования альтернативных источников энергии. Приведено сравнение разных видов и структур относительно получения электроэнергии.

Problems and prospects of the use of alternative energy sources are reflected. Comparison of different kinds and structures is resulted in relation to the receipt of electric power.

Стан питання та задачі дослідження. Питання енергетичної безпеки для нашої держави завжди, яке пов'язане з використанням альтернативних джерел енергії.

Про переваги відновлюваних джерел електроенергії як українські, так і зарубіжні дослідники говорять уже давно: запаси цієї енергії невичерпні; її використання є екологічно чистим й безпечним; її масштабне використання зміцнить енергетичну безпеку держави; сам факт її розвитку й використання - це ознака успішності держави (або власника). У той же час у НВДЕ є два великих недоліки: мала продуктивність і залежність від примх погоди.

Технології отримання електроенергії за допомогою вітру, сонця чи геотермальних джерел не просто існують, а й дають реальні переваги. Так, у Німеччині, яка відмовилась від розвитку атомної енергетики, нетрадиційні джерела дають до 6,4 відсотка енергії, тоді як АЕС — лише 6.

Найпоширенішим джерелом є вітер. Він екологічно безпечний, а ресурси вітрової енергії, як і традиційні енергоносії, розподілені на поверхні планети нерівномірно. Але нема жодної країни, яка б «страждала» через їхню відсутність. Сьогодні в Каліфорнії (США) використовується близько 4000

вітрових установок на вітроелектростанції Алтамонт. Кожна з таких машин генерує електроенергію і дає до 15 тисяч доларів прибутку в рік.

Вітрогенератори доволі громіздкі, хоча великі розміри — недолік відносний. Адже, незважаючи на свою компактність, тепло- та парогенератори потребують також приміщень, складів енергоносіїв, підїзних колій, велетенські греблі й штучні «моря» потрібні для гідроелектростанцій або надскладні системи безпеки — для атомних реакторів. Зрештою, стіни будівель звичайної ТЕС під ударами вітру поглинають більшу кількість енергії, ніж виробляють її агрегати, спалюючи енергоносії. І площі вітроустановки займатимуть пристойні. Деякі науковці переконують, що до працюючого вітряка близько підходити не бажано. При цьому бік не має значення: при зміні напрямку вітру напрямком вітряка теж змінюється. Крім того, при розміщенні вітряків необхідно розраховувати на значні площі. Адже вітроагрегати близько один до одного ставити не варто — вони можуть створювати взаємні перешкоди в роботі, «відбираючи вітер» один у одного. Тож мінімальна відстань між вітряками не повинна бути меншою від їхньої потроєної висоти. При цьому необхідно врахувати, що працюючі вітродвигуни створюють значний шум і генерують нечутні для вуха, але шкідливі для людини інфразвукові коливання з частотами нижче 16 Гц.

Україна значно віддалена від центрів зародження циклонів, де розвиток вітроенергетики найсприятливіший. Однак у низці регіонів є достатні умови для спорудження ефективних потужних вітроелектростанцій. Тож де варто будувати вітряки? Будь-де, якщо середньорічна швидкість вітру на висоті 10 метрів становить 5—6 метрів за секунду.

При розміщенні вітряків треба враховувати, що навіть поодинокі підвищення на рельєфі утворюють «вітрову тінь» на відстань, що дорівнює 50 висотам перешкоди. Тобто відстань від флюгера до дерева чи будинку висотою 20 метрів має становити один кілометр. При впровадженні таких технологій в Україні перспективними для спорудження вітроелектростанцій стає близько 70—80 відсотків території. Враховуючи потреби фермерів у віддалених куточках України, держава має розвивати малу вітроенергетику, техніка для неї обмежується потужністю 20 кіловат. Таку установку можна буде використовувати, щоб забезпечити обладнання електричним струмом, водопостачанням, перемолоти зерно та подрібнити корм, опалювати та освітлювати будинки, нагрівати воду.

Варто зазначити, що «мала» вітроенергетика може розв'язати проблему повної електрифікації всієї сільськогосподарської території України. Особливо необхідно створювати вітроустановки малої потужності у зв'язку з неякісним енергозабезпеченням населення у сільській місцевості, а також розвитком дачного будівництва, фермерських господарств, а також великою кількістю інших дрібних споживачів.

За розрахунками фахівців Інституту нетрадиційної енергетики, «малі» вітроустановки залежно від потужності можуть мати таких споживачів: 20 кіловат — малі села, хутори, великі фермерські господарства; 6,3—7,5 — невеликі та середні фермерські господарства; 2,0—2,4 — приватні сімейні підприємства; 0,63—0,75 — середньостатистична українська сім'я; 0,20—0,24 кіловат — приміський дачник.

Загалом таких вітроустановок випущено понад 450 штук, 100% вузлів для них виготовляють українські заводи. Можна цілком упевнено говорити, що, з погляду виготовлення ліцензійної вітроенергетичної техніки, нічого подібного в країнах СНД немає, наша країна — визнаний лідер. Як результат нині Україна посідає досить почесне 13-те місце в Європі за потужністю своїх ВЕС, яка сумарно перевищує 40 МВт, у тому числі кримських — біля 30 МВт.

Проте, зазираючи в майбутнє, треба визнати: зробленого явно мало, необхідно докласти великих зусиль для збільшення генерування на вітростанціях. Як впливає з Комплексної програми будівництва ВЕС, сумарна потужність українських ВЕС 2010 року має сягнути 1800 МВт, але це бачиться малоймовірним без збільшення нинішніх темпів будівництва таких станцій. А домогтися істотного нарощування будівництва можна тільки налагодивши на українських заводах виготовлення нових, більш перспективних ВЕУ. Тут ми вимушені торкнутися важливого питання, якому останнім часом преса приділяла велику увагу.

На завершення слід згадати про ще один важливий аспект — інвестиційний. Зрозуміло, що фінансових коштів Комплексної програми замало для забезпечення інтенсивного будівництва ВЕС в Україні. Потрібні інвестори як внутрішні, так і зовнішні. А для них дуже важливий рівень тарифу, який НКРЕ затверджує для відповідних станцій.

Ентузіасти наполегливо пропонують переходити на власні джерела енергії, адже залежність економіки від закордонних нафти та газу є доволі небезпечним фактором. З іншого боку, традиційні джерела видобутку енергії не виправдовують себе. Запасів вугілля в Україні наче й достатньо, але кожного року його стає все менше, а якість — все нижча. Гідроелектроелектростанції призводять до вимирання риби. А про можливі наслідки збоїв на атомних електростанціях краще взагалі не думати. Так і живемо, кожен день сплачуючи все більше за освітлення та обігрів наших домівок.

Література

1. Сучасні проблеми архітектури і містобудування. – К.:КНУБА, 2007.
2. Проблеми розвитку вітрової енергетики в Україні/ М.І. Ващенко – К.:КНУБА, 2006.

УДК 624.012.25:539.431

ВПЛИВ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ ЗАТЯЖКИ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМАЦІЙНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ДВОХШАРНІРНОЇ АРКИ

ВЛИЯНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ ЗАТЯЖКИ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРУЕМОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ АРКИ

Кислюк Д.Я., (Луцький національний технічний університет м. Луцьк)

Кислюк Д.Я., (Луцкий национальный технический университет, г.Луцк)

Kysljuk D.J., (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Досліджено вплив попереднього напруження затяжки двохшарнірної арки на збільшення несучої здатності конструкції та зменшення прогинів і ширини розкриття тріщин.

Исследовано влияние предварительного напряжения затяжки двухшарнирной арки на увеличение несущей способности конструкции и уменьшение прогибов, а также ширины раскрытия трещин.

В процесі експлуатації арки в складі перекриттів у промислових і цивільних будівлях, а також в спорудах, можуть піддаватись малоцикловим (повторним) навантаженням, а інколи і перевантаженням, які можуть суттєво вплинути на напружено-деформований стан перерізів арки і затяжки. В двохшарнірних арках може відбуватися перерозподіл зусиль у верхньому поясі і затяжці, який може впливати на їх міцність і жорсткість. Вплив повторних навантажень та можливий перерозподіл зусиль при розрахунках арок чинними нормативними документами не розглядаються. Також не розроблено методи розрахунку арок з перерозподілу зусиль у верхньому поясі і затяжці.

Виходячи з наведеного, необхідно дослідити особливості експериментальних досліджень дійсної роботи залізобетонних арок, як при одноразовому монотонному навантаженні до руйнування так і при дії повторних навантажень з регулюванням зусиль і без, та порівняти їх з розрахунковими результатами.

На основі досліджень в будівельній лабораторії ЛНТУ дійсної роботи двохшарнірної залізобетонної арки із затяжкою при дії повторного навантаження було вирішено детальніше дослідити вплив попереднього натягу затяжки на зусилля, які виникають в арці. Було випробувано

залізобетонні двохшарнірні арки, які мали загальну довжину 2160 мм зі стрілою підйому 40 см та поперечний переріз 100×140 мм (рис. 1) [1,2].

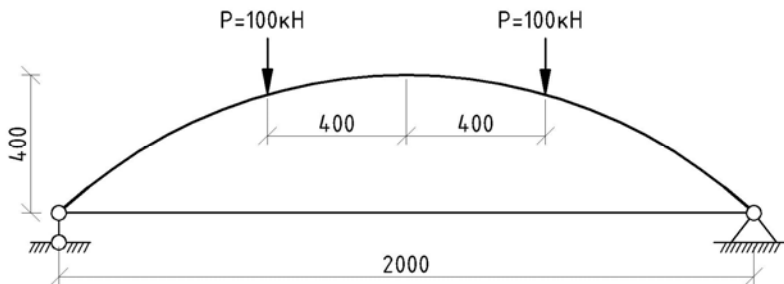


Рис.1.Розрахункова схема арки

Робота арок вивчається в гідравлічному пресі, обладнаному спеціальними траверсами. Арки випробовувалися як вільно оперті з розрахунковим прольотом $l=200$ см. Навантаження прикладалося у вигляді зосереджених сил на відстані 40 см від осі симетрії арки через траверсу гідравлічним пресом [1,2].

Результати експериментальних досліджень. Арка 2А-1 випробовувалась одноразовим монотонним навантаженням до руйнування, яке відбулося внаслідок роздроблення бетону на ділянці прикладання навантаження, рівного $P_u = 106,0$ кН. Арка 2А-2 також випробовувалась одноразовим навантаженням до руйнування, однак, на відміну від першої в роботу арки включали попереднє напруження зтяжки. Значення додаткового зусилля визначали за допомогою розрахунку із врахуванням перерозподілу зусиль, яке становило $\Delta H = 8$ кН. Руйнівне навантаження в арці 2А-2 склало $P_u = 98,0$ кН. Арки 2А-3 і 2А-4 піддавали десятикратному малоцикловому навантаженню, також з попереднім напруження зтяжки. Арки руйнувалися в зоні дії максимального згинального моменту внаслідок роздроблення та зрізу стиснутого бетону (рис. 2) [3].

З метою порівняння результатів дійсної роботи арок, також проведено числовий експеримент за допомогою програмного комплексу Ліра 9.0.

Теоретичне значення зусилля в арці визначено за формулами, наведеними в роботі [4]. При прийнятій схемі навантаження зусилля в зтяжці дорівнює $H_{th} = 1,41P$, при коефіцієнті податливості зтяжки $k_{th} = 0,928$. Якщо прийняти, що зтяжка абсолютно жорстка, то зусилля в ній буде дорівнювати $H_r = 1,52P$. При визначенні розпору за ПК Ліра 9.0. коефіцієнт податливості змінюється від $k_{ліра} = 0,891$ до $k_{ліра} = 0,916$ [5]. Для навантаження $P = 100,0$ кН зусилля в зтяжці $H_{ліра} = 142,6$ кН (рис. 3.).

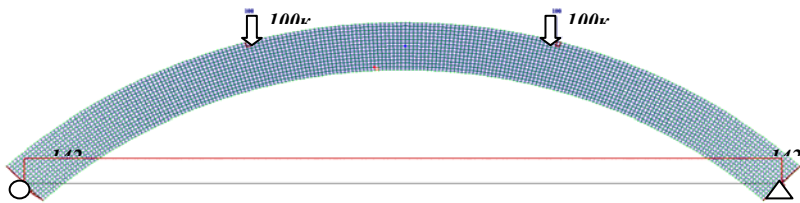


Рис. 4. Розрахунок 2D арки, поздовжні зусилля в з'язці без попереднього напруження

Таблиця 1

Результати розрахунку арки для лінійної задачі

N_0 n/ n	ΔH кН	H кН	Δ_0 мм	Δ мм	f_0 мм	f мм	M_0 кН/м	N_0 кН	Q_0 кН	M кН/м	N кН	Q кН
1	0,0	142,6	0,0	-4,6	0,0	-5,6	0,0	0,0	0,0	10,5	-166,3	-51,8
2	4,0	146,6	1,47	-2,3	1,4	-3,5	-1,3	-3,8	1,2	9,13	-170,1	-50,65
3	8,0	150,6	3,83	-0,3	3,8	-1,7	-2,7	-7,6	2,4	7,77	-173,9	-49,44
4	12,0	154,6	6,75	1,5	6,8	-0,2	-4,1	-11,0	3,6	6,4	-177,7	-48,22

З отриманих результатів видно, що максимальний згинальний момент при попередньому натягу з'язки 4кН зменшився на 12,3%, при 8кН на 24,9%, і при 12 кН на 37,5% від початкового значення. Значно зменшуються прогини арки при незначному збільшенні поздовжньої сили N . При розрахунку 2D експериментальної арки отримали певні результати (див. таблицю 2) та ізополя напружень (рис.6, 7).

Таблиця 2

Результати розрахунку арки для 2D задачі

N_0 n/ n	ΔH кН	H кН	Δ_0 мм	Δ мм	f_0 мм	f мм
1	0,0	142,6	0,0	-4,8	0,0	-5,54
2	4,0	146,6	1.2	-2,3	1,03	-3,4
3	8,0	150,6	2.52	-0,1	2,17	-1,7
4	12,0	154,6	3.97	1,8	3,43	-0,28

Як, видно з таблиці 1, 2 результати розрахунку при однакових завантаженнях мають невелику розбіжність, це дає можливість вважати, що арки однорідні.

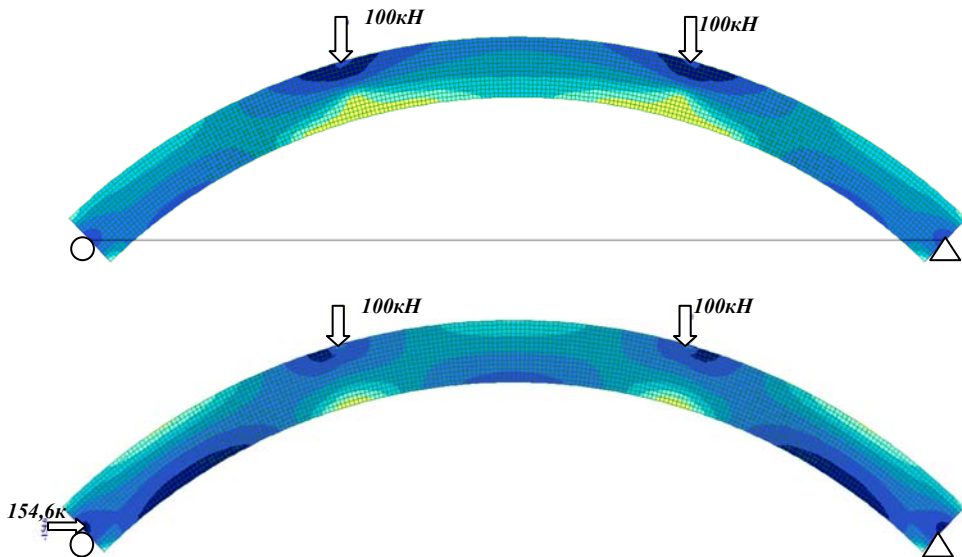


Рис. 6. Ізополя напружень N_x ; а) з затяжкою; б) з попереднім натягом 12кН.

За отриманими результатами експерименту та результатами розрахунку в ПК Ліра 9.0 було побудовано діаграми напруження стиснутої зони перерізів арки.

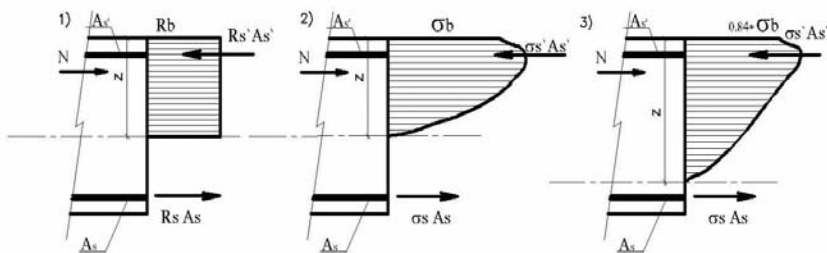


Рис.7. Діаграми напружень стиснутої зони 1) СНиП 2.03.01-84; 2) без попереднього напнатягу; 3) з попереднім натягом 12кН.

З отриманих результатів видно, що в різних випадках різна висота стиснутої зони. За СНиП 2.03.01-84 $z = 80\text{мм}$ за розрахунком ПК Ліра без попереднього напруження $z = 79\text{мм}$ за розрахунком ПК Ліра з попереднім натягом 12кН. $z = 118\text{мм}$.

Крива напружень побудована за СНиП 2.03.01-84 є прямокутною, вона не враховує зміни напружень по висоті стиснутої зони, при $R_b \approx \sigma_b$. Для арки з попереднім натягом висота стиснутої зони z збільшується, а σ_b зменшується на 16%.

Висновок: Результати отримані в ПК Ліра 9.0. наближено співпали з експериментальними результатами при сталій жорсткості та рівномірних деформаціях елемента. Розрахунки лінійної схеми арки майже співпали з розрахунками в 2D моделі.

Дослідження показало, що відносно невелике попереднє напруження зтяжки призводить до значного збільшення несучої здатності конструкції і відповідно до зменшення прогинів і ширини розкриття тріщин. Попереднє напруження зтяжки впливає на напружено-деформівний стан розрахункових перерізів арки, зменшуються напруження стиснутого бетону, але збільшується його висота.

1. Кислюк Д.Я. Методика експериментальних досліджень роботи двохшарнірних залізобетонних арок при повторних навантаженнях // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: Видавництво Національного університету водного господарства та природокористування, 2005. – Випуск 12.- С. 169 – 174 2. Бабич Є.М., Кислюк Д.Я. „Дослідження роботи двохшарнірних залізобетонних арок при короткочасному повторному навантаженні”. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди Збірник наукових праць Випуск 16 - Рівне : НУВГП, 2008р. 3. Кислюк Д.Я. „Дослідження прогинів двохшарнірних залізобетонних арок з регулюванням зусиль в зтяжці при дії повторних навантажень”. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди Збірник наукових праць Випуск 18 - Рівне : НУВГП, 2009р. 4. Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции. – Москва: Госстройиздат, 1962. – 659 с. 5. Кислюк Д.Я. „Порівняння дійсної роботи двохшарнірних з/б арок з теоретичними значеннями та нелінійним розрахунком в ПК Ліра 9.0”. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди Збірник наукових праць Випуск 19 - Рівне : НУВГП, 2009р.

УДК 624.012.25:539.431

ПОРІВНЯННЯ ДІЙСНОЇ РОБОТИ ДВОХШАРНІРНИХ З/Б АРОК З ТЕОРЕТИЧНИМИ ЗНАЧЕННЯМИ ТА НЕЛІНІЙНИМ РОЗРАХУНКОМ В ПК ЛИРА 9.0

СРАВНЕНИЕ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ ДВУХШАРНИРНЫХ Ж/Б АРОК С ТЕОРЕТИЧЕСКИМИ ЗНАЧЕНИЯМИ И НЕЛИНЕЙНЫМ РАСЧЕТОМ В ПК ЛИРА 9.0

Кислюк Д.Я., (Луцький національний технічний університет м. Луцьк)

Кислюк Д.Я., (Луцкий национальный технический университет, г.Луцк)

Kyslyuk D.J., (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Наведені результати експериментальних досліджень дійсної роботи залізобетонних арок, як при одноразовому монотонному навантаженні до руйнування, так і при дії повторних навантажень та порівняно їх з результатами розрахунку.

Приведены результаты экспериментальных исследований действительной работы железобетонных арок, как при одноразовой монотонной нагрузке до разрушения, так и при действии повторных нагрузок, выполнено сравнение их с результатами расчета.

В процесі експлуатації арки в складі перекриттів у промислових і цивільних будівлях, а також у спорудах, можуть піддаватись малоцикловим (повторним) навантаженням, а інколи і перевантаженням, які можуть суттєво вплинути на напружено-деформований стан перерізів арки і затяжки. В двохшарнірних арках може відбуватися перерозподіл зусиль у верхньому поясі і затяжці, який може впливати на їх міцність і жорсткість. Вплив повторних навантажень та можливий перерозподіл зусиль при розрахунках арок чинними нормативними документами не розглядаються. Також не розроблено методики розрахунку арок з перерозподілу зусиль у верхньому поясі і затяжці.

Виходячи з наведеного, необхідно дослідити особливості експериментальних досліджень дійсної роботи залізобетонних арок, як при одноразовому монотонному навантаженні до руйнування, так і при дії повторних навантажень та порівняти їх з розрахунковими результатами.

Дослідні зразки арок та методика їх випробування. З метою встановлення впливу повторних навантажень на напружено-деформований стан перерізів двохшарнірних арок та зміну їх прогинів і ширини розкриття тріщин було

випробувано залізобетонні двохшарнірні арки, які мали загальну довжину 2160 мм зі стрілою підйому 40 см та поперечний переріз 100×140 мм (рис. 1) [1,2].

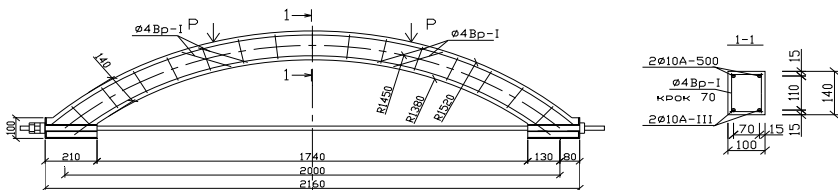


Рис. 1 Конструктивна схема посліпних арок

Робота арок вивчається в гідравлічному пресі, обладнаному спеціальними траверсами. Арки випробувалися як вільно оперті з розрахунковим прольотом $l=200$ см. Навантаження прикладалося у вигляді зосереджених сил на відстані 40 см від осі симетрії арки через траверсу гідравлічним пресом [1,2].

Арки навантажували ступенями, які приблизно становили 7% від руйнівного навантаження. На кожному ступені навантаження втримувалось 5...7 хв., на протязі яких знімали покази динамометра, прогиномірів, індикаторів і тензорезисторів.

З метою порівняння результатів дійсної роботи арок, також проведено числовий експеримент за допомогою програмного комплексу Ліра 9.0. Моделювання арки проводимо, виходячи з дійсних характеристик матеріалів, в розрахунках враховують закони нелінійного деформування матеріалів, а навантаження та результати обчислень відповідають кожному ступені навантаження експериментального дослідження.

Результати експериментальних досліджень. Арка 1А-1 випробовувалась одноразовим монотонним навантаженням до руйнування, яке відбулося внаслідок роздроблення бетону на ділянці прикладання навантаження, рівного склала $P_u = 126,0$ кН. Арки 1А-2 і 1А-3 піддавали десятикратному навантаженню, яке дорівнювало $P_{сус} = 70$ кН (приблизно 60% від руйнівного), і на одинадцятому циклі довантажувалися до руйнування. Для арки 1А-2 руйнівне навантаження склала $P_u = 106,0$ кН, а для арки 1А-3 – $P_u = 124,5$ кН. Рами руйнувалися в зоні дії максимального згинального моменту внаслідок роздроблення та зрізу стиснутого бетону [2].

Теоретичне значення зусилля в арці визначено за формулами, наведеними в роботі [3]. При прийнятій схемі навантаження зусилля в зтяжці дорівнює $H_{th} = 1,41P$, при коефіцієнті податливості зтяжки $k_{th} = 0,928$. Якщо прийняти, що зтяжка абсолютно жорстка, то зусилля в ній буде дорівнювати $H_r = 1,52P$. Експериментальні значення зусилля в зтяжках арок відрізняються від теоретичних (таблиця 1).

Таблиця 1. Значення розпору в зтяжці

$P, \text{кН}$	$H_p, \text{кН}$	$H_{th}, \text{кН}$	$H_{Ліра}, \text{кН}$	$H_{exp\ 1A1}, \text{кН}$	$H_{exp\ 1A2\ 1A3}, \text{кН}$
0	0	0	0	0	0
10	15.22	14.10	13.63	13.33	16.00
20	30.44	28.20	27.45	26.67	32.00
30	45.66	42.30	41.46	40.00	46.50
40	60.88	56.40	55.65	55.44	62.00
50	76.1	70.50	70.04	70.41	75.00
60	91.32	84.60	84.50	85.00	89.00
70	106.54	98.70	99.15	98.52	100.00
80	121.76	112.80	114.33	106.67	113.00
90	136.98	126.90	128.92	120.00	123.50
100	152.2	141.00	144.04	133.33	145.00

При одноразовому монотонному навантаженні в арці 1А-1 відповідає коефіцієнт податливості $k_{exp} = 0,897$. В арках 1А-2 і 1А-3 попередні повторні навантаження вплинули на характер зміни зусилля в затяжках на циклі навантаження до руйнування. На перших ступенях навантаження експериментальні значення зусиль H_{exp} були більшими, ніж теоретичні H_{th} , а коефіцієнт податливості збільшився до $k_{exp} = 1,017$. При перевищенні рівня повторних навантажень, при навантаженні до руйнування зусилля в затяжках почало зменшуватися порівняно з теоретичними значеннями і при $P = 90,0$ кН коефіцієнт податливості зменшився до $k_{exp} = 0,901$ (рис. 2) [2].

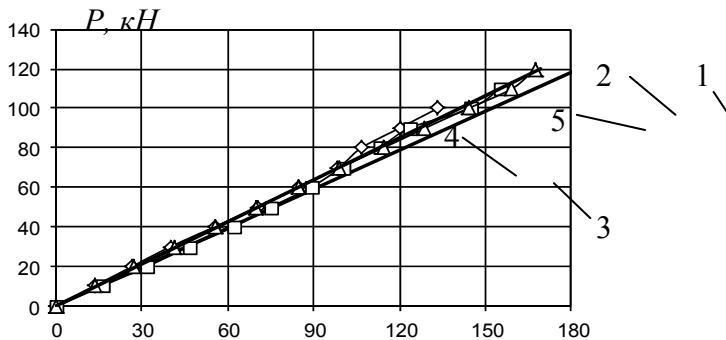


Рис. 2. Залежність зусилля в затяжці H від зовнішнього навантаження P :
 1 – теоретичне $k_{th} = 1,0$; 2 – теоретичне $k_{th} = 0,928$; 3 – визначене Ліра; 4 – арка 1А-1; 5 – середнє для арок 1А-2 і 1А-3;

В даному випадку двошарнірна арка з затяжкою, отже в процесі навантаження мало місце переміщення лівого опорного вузла арки, оскільки ліва опора є шарнірно рухомою а затяжка складається з динамометра та зі стержнів $\varnothing 28$ АІІ, на кінцях яких робили різьбу $\varnothing 24$ мм для анкеровки на торцях верхнього поясу, а права горизонтальна опора була нерухома [2]. Таке

переміщення може змінювати прольотні моменти порівняно з обчисленими за формулами пружної роботи арки.

Орієнтовна характеристика жорсткості випробовуваної арки є умовна жорсткість затяжки EF , яку можна визначити з відношення розпору H_{exp} до переміщення лівого опорного вузла арки. Жорсткість затяжки EF при повторних навантаженнях змінюється, так при одноразовому навантаженні та першому циклі $EF = 62213,72$ кН та $EF = 48579,10$ кН при повторних навантаженнях, що пояснює зміну коефіцієнта податливості.

Відповідно до зміни зусиль в затяжках змінювалися значення моментів в характерних перерізах. За формулами будівельної механіки визначимо значення максимального згинального моменту, результати обчислень див. таблицю 2.

$$M = M_0 - H y_k \quad (1)$$

Таблиця 2. Максимальний згинальний момент

$P, кНм$	$M_r, кНм$	$M_{lр}, кНм$	$M_{лiрa}, кНм$	$M_{exp 1A1}, кНм$	$M_{exp 1A2 1A3}, кНм$
0	0	0	0	0	0
10	0.713	1.094	1.290	1.357	0.447
20	1.425	2.189	2.490	2.710	0.894
30	2.138	3.283	3.610	4.067	1.852
40	2.850	4.377	4.680	4.705	2.469
50	3.563	5.472	5.700	5.502	3.938
60	4.276	6.566	6.660	6.430	5.066
70	4.988	7.660	7.580	7.722	7.217
80	5.701	8.755	8.450	10.844	8.687
90	6.414	9.849	9.250	12.201	11.008
100	7.126	10.943	10.000	13.558	9.580

Аналізуючи зміну згинальних моментів можна відзначити, що при одноразовому монотонному навантаженні до руйнування згинальні моменти в характерних перерізах зростають пропорційно до експлуатаційного рівня 60% несучої здатності арки, згідно теоретичних значень. З подальшим навантаженням, пластичні деформації та тріщини утворюються інтенсивніше, відбувається значне зростання згинального моменту аж до самого руйнування арки.

Внаслідок дії повторних навантажень відбувається перерозподілу зусиль між верхнім поясом арки та затяжкою. На початкових стадіях навантаження, до експлуатаційного рівня навантаження, жорсткість арки зменшилась (коефіцієнт податливості $k_{exp} = 1,017$)[2], що призвело до збільшення розпору та зменшення згинального моменту. Арка веде себе пружніше.

При подальшому навантаженні арки до руйнування знову починають переважати пластичні деформації та спостерігається збільшення згинального моменту. Перед руйнуванням на останньому ступені навантаженні відбувається значний приріст пластичних деформацій та тріщин, утворюється пластичний шарнір. Величина згинального моменту прямує до значень визначених за допомогою програмного комплексу Ліра 9.0, а на наступному до теоретично визначеного моменту.

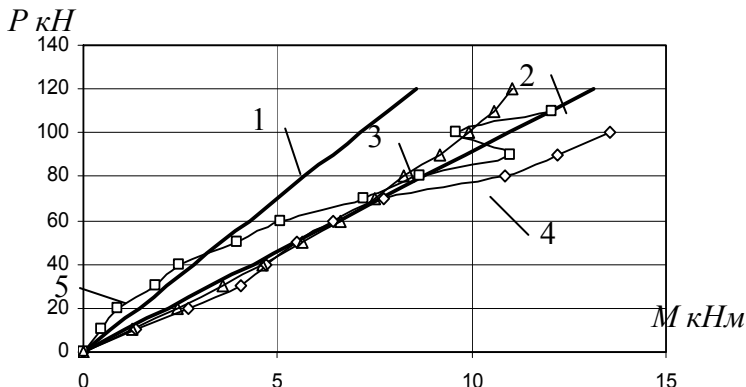


Рис. 3. Залежність згинального моменту M від зовнішнього навантаження P : 1 – теоретичне $k_{th} = 1,0$; 2 – теоретичне $k_{th} = 0,928$; 3 – визначене ПК Ліра; 4 – арка 1А-1; 5 – середнє для арок 1А-2 і 1А-3.

Згинальні моменти визначенні ПК Ліра 9.0. змінюються плавно наближено до теоретичних значень, а при високих стадіях навантаження відхиляються в сторону пружного визначення зусиль. Це характерно при рівномірних деформаціях та сталій жорсткості елементів конструкції.

Зміна поздовжніх сил в перерізах арки також залежить від зусиль в затяжках. Значення поздовжніх сил, визначимо за формулою 3, результати обчислень див. таблицю 3.

$$N = H \cos \varphi + Q_0 \sin \varphi \quad (2)$$

Для відтворення напружено деформівного стану арки в програмному комплексі Ліра було змодельовано 2D експериментальну арку та проведено розрахунок з впливом нелінійного деформування.

Експериментальна арка розділена на 14 пластинок $1\text{см} \times 1\text{см}$ та шириною 10см, що відповідає поперечному перерізу. Пластинкам задавались характеристики деформування бетону, а в пластинках де в арці знаходились поздовжня арматура – задається процент армування який дорівнює кількості арматури. Навантаження прикладалось ступенями по 10кН до 100кН. Результати обчислень див. таблицю 4. та ізополя напружень рис.4. рис.5.

Таблиця 3. Значення поздовжньої сили

$P, \text{кН}$	$N_p, \text{кН}$	$N_{th}, \text{кН}$	$N_{Ліра}, \text{кН}$	$N_{exp \ 1A1}, \text{кН}$	$N_{exp \ 1A2 \ 1A3}, \text{кН}$
0	0	0	0	0	0
10	17.43	17.83	17.06	16.64	19.12
20	34.85	35.66	34.30	33.34	38.23
30	52.28	53.48	51.73	50.09	55.91
40	69.71	71.31	69.33	68.91	75.14
50	87.13	89.14	87.11	87.34	91.85
60	104.56	106.97	104.97	105.42	109.40
70	121.98	124.80	123.01	122.53	123.77
80	139.41	142.62	141.56	134.64	138.55
90	156.84	160.45	159.54	151.55	152.39
100	174.26	178.28	178.03	168.61	176.78

Таблиця 4. Напруження по висоті перерізу

$h \text{ мм}$	N_x (кН/м^{**2})	N_z (кН/м^{**2})	T_{xz} (кН/м^{**2})
135	-15297.63	-17976.98	-8525.37
125	-15976.82	-18809.02	-7529.64
115	-18271.81	-19722.42	-6365.96
105	-20239.90	-20141.45	-5191.43
95	-20549.31	-18933.68	-5648.43
85	-17965.57	-15386.69	-5455.70
75	-11009.70	-10354.60	-4539.83
65	-111.10	-5341.77	-2793.62
55	1616.65	-2256.26	-964.32
45	1839.09	-976.87	-496.62
35	1891.71	-300.72	-374.46
25	1917.48	105.00	-276.80
15	1942.86	61.45	-189.54
5	1950.32	5.02	-67.56

За отриманими результатами експерименту та результатами розрахунку в ПК Ліра 9.0 було побудовано діаграми напруження стиснутої зони перерізів арки.

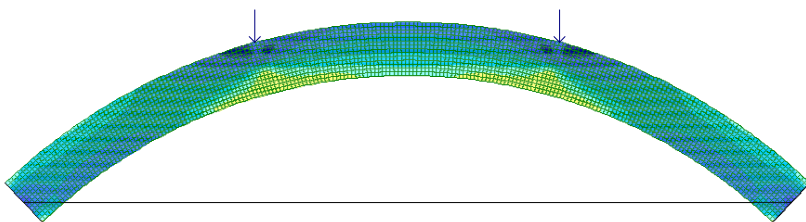


Рис.4. Ізополя напружень N_x

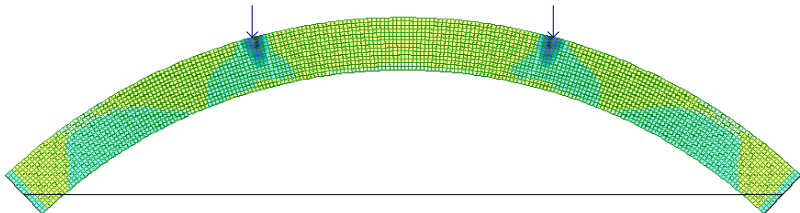


Рис.5. Ізополя напружень N_z

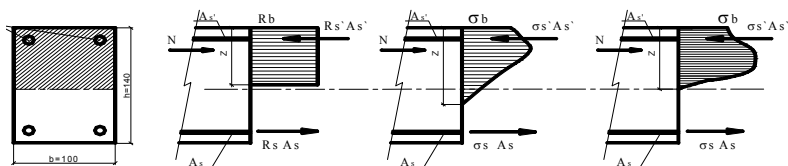


Рис.6. Діаграми напружень стиснутої зони 1) СНиП 2.03.01-84; 2) експериментальні результати; 3) розрахунок ПК Ліра 9.0.

З отриманих результатів видно, що в різних випадках різна висота стиснутої зони. За СНиП 2.03.01-84 $z = 69\text{мм}$ при експерименті $z = 93\text{мм}$ за розрахунком ПК Ліра $z = 80\text{мм}$.

Висновок: Результати отримані в ПК Ліра 9.0. наближено співпали з експериментальними результатами при сталій жорсткості та рівномірних деформаціях елемента. Враховується коефіцієнт податливості та відповідно точніше визначаються внутрішні зусилля в перерізах арки. Внутрішні напруження в перерізах арики також близькі до отриманих в ПК Ліра9.0.

1. Кислюк Д.Я. Методика експериментальних досліджень роботи двохшарнірних залізобетонних арок при повторних навантаженнях // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб.наук.праць. – Рівне: Вид. НУВГП, 2005. – Вип. 12.- С. 169 – 174 2. Бабич Є.М., Кислюк Д.Я „Дослідження роботи двохшарнірних залізобетонних арок при короткочасному повторному навантаженні”. Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб.наук.пр. Вип. 16 - Рівне : НУВГП, 2008р.

УДК 624.012:454

**ПЕРЕВАГИ СТАЛЕФІБРОБЕТОННОГО ПОКРИТТЯ У
КОНСТРУКЦІЯХ ДОРОЖНЬОГО ПОЛОТНА**

**ПРЕИМУЩЕСТВА СТАЛЕФИБРОБЕТОННОГО ПОКРЫТИЯ В
КОНСТРУКЦИЯХ ДОРОЖНОГО ПОЛОТНА**

**ADVANTAGES COATING STEEL-FIBRE-CONCRETE IN
CONSTRUCTION OF THE ROAD**

Колобова І.О., аспірант (Луцький національний технічний університет)

Колобова И.А., аспирант (Луцкий национальный технический университет)

Kolobova I., post graduate, (Lutsk national technical university)

В статті розглянуто різні технології влаштування доріг, доведені переваги бетонного покриття на відміну від асфальтового. Для покращення влаштування бетонних доріг наведена альтернатива – використання сталевібробетону.

В статье рассмотрены различные технологии устройства дорог, доказаны преимущества бетонного покрытия в отличие от асфальтового. Для улучшения устройства бетонных дорог приведена альтернатива - использование сталефибробетона.

Different technologies of arranging of roads are considered in the article, well-proven advantages of concrete coverage unlike an asphalt. For the improvement of arranging of concrete roads the brought alternative over is the use of steel fiber concrete.

Ключові слова:

Дороги, бетонне покриття, сталевібробетон.

Дороги, бетонное покрытие, сталефибробетон.

Roads, concrete coating, steel fiber concrete.

Загально відомо, що наші дороги найгірші в Європі. Фактично наші дороги потребують ремонту вже через три роки після введення в експлуатацію, а потім – щорічно, так званий, «ямковий ремонт».

На Заході дороги без ремонту працюють десятиліттями! Причиною таких відмінностей є серйозні розходження в технологіях будівництва доріг у нас і на Заході. Добре відомо, що технологій влаштування доріг безліч. Це

стосується як підготовки основи, так і укладання верхнього шару покриття. Все залежить від геології, від рельєфу місцевості, від клімату, від транспортного навантаження, від бюджету будівництва та багатьох інших факторів. Кожна дорога, навіть при збігу технологій, буде індивідуальна.

Кожна дорога повинна забезпечувати певний швидкісний режим, не мати крутих поворотів, підйомів і спусків. Якщо тіло самої дороги (її переріз, конструкція) має масу варіантів, то класифікують її в основному за матеріалом верхнього покриття: асфальтовому або бетонному.

За статистикою, бетонне покриття дорожче асфальтового в 1,5-2 рази, тобто приблизно на 70-80%. Асфальтове вимагає догляду і ремонту вже через 3-4 роки після введення дороги в експлуатацію: заливання тріщин, засипки ям і т. п. Бетонне покриття перші 10-12 років експлуатації практично нічого не вимагає ніяких капіталовкладень [1].

Фактично через вісім років загальні експлуатаційні витрати на бетонну і асфальтову дороги зрівнюються, після цього періоду бетонна дорога стає дешевше.

На території України головним чином будують асфальтові дороги, а на Заході - бетонні. Бетонні дороги служать 50 років. Витіснення будівництва бетонних доріг в нашій країні відбувалося через дефіцит необхідних марок цементу, малої продуктивності робіт і високої вартості.

Міцний, довговічний, зносостійкий цементний бетон показав себе з найкращої сторони в якості матеріалу для дорожніх основ і покриттів. Розрахунки підтверджують, що застосування цементного бетону дає досить велику економію.

В якості прикладу можна навести використання бетону як матеріалу для будівництва доріг ще в царській Росії.

Крім прямих економічних вигод при будівництві, бетонне покриття дає значні техніко-економічні переваги при експлуатації дороги. Висока довговічність бетону дозволяє скоротити витрати на утримання і ремонт до мінімуму. Термін служби бетонного покриття автомобільної дороги в кілька разів більше в порівнянні з покриттям з асфальтобетону. Якісно побудована дорога з цементобетонним покриттям може служити без капітального ремонту кілька десятків років. Конструктивно цементобетонне дорожнє покриття являє собою плиту товщиною 18-24 см.

Якщо, використовуючи сучасне обладнання, дорогу покрити суцільною стрічкою бетону, то при змінах температури (вдень і вночі, влітку і взимку) бетонна плита буде змінюватися в розмірах (розширюватися і скорочуватися), і в ній виникнуть напруження, які можуть привести до розтріскування бетону. Деформаційні шви розширення в помірному кліматі влаштовують через 20-30 м. Це відстань залежить від температури бетонної суміші в момент укладання, а також від клімату місцевості.

Якщо не передбачити деформаційні шви розширення, то покриття, нагріваючись в спекотний сонячний день, буде достатньо напружене, і з його поверхні можуть виколюватися цілі шматки бетону.

Якщо розглянути фізику бетону, то при охолодженні покриття до температури меншої, ніж температура бетонної суміші в момент укладання, бетон буде стискатися і бетонна плита також може дати тріщини. Щоб уникнути появи таких тріщин покриття розділяється швами на відстанях менших, ніж ті, при яких виникають небезпечні напруження. Такі шви влаштовуються звичайно на відстані 6-12 м і являють собою прорізи, глибина яких дорівнює одній третини товщини плити. Завдяки виготовленню таких швів ми можемо контролювати поведінку всієї бетонної плити. Даний помилковий шов стиснення / розширення заливають спеціальною еластичною мастикою. По осі дороги також необхідно влаштовувати шов по типу помилкового шва, інакше можливе утворення поздовжньої тріщини.

Таким чином, дорожнє покриття на цементному в'язучому складається як би з окремих плит. Щоб уникнути порушення монолітності всього покриття, а також для передачі навантаження від рухомих машин від однієї плити до іншої в швах встановлюють спеціальні металеві стрижні. Нині це досить високотехнологічні конструкції, і застосовуються вони при будівництві мостів.

Альтернативою такого типу влаштування доріг може бути використання сталевібробетону.

Сталевібробетон - це будівельний матеріал, що складається з бетону (матриця) і сталевібро (армуючі волокна). Введення сталевібро в бетон забезпечує його високу щільність, що визначає високі показники стійкості структури матеріалу, які зберігаються при роботі під навантаженням при високих значеннях деформації.

Зокрема, сталевібробетон, розташований по контуру конструкції досить економічно, тонким шаром, забезпечує високу тріщиностійкість конструкції, а також її високу довговічність завдяки високим показникам міцності на розтяг. Одночасно, таке рішення створює необхідні передумови для значного зменшення і скорочення стержневої арматури.

Заміна типового покриття на сталевібробетонне дозволяє зменшити його товщину вдвічі і відмовитися від склотканини, руберойду та бітуму. Економічний ефект при цьому отримують за рахунок економії матеріалів та підвищеного терміну безремонтної експлуатації дороги .

Техніко-економічний аналіз засвідчує, що сталевібробетонні плити, особливо при роликовому методі формування, економічніші у 2,5 рази за аналогічні залізобетонні. Термін їх експлуатації за рахунок підвищеного опору, високої зносо-, морозостійкості та ударної в'язкості вищий [2].

Бетонні дороги не тільки не гірше, але і мають ряд переваг перед асфальтовими. Ці «плюси» можна умовно розділити на 3 види: експлуатаційні, пов'язані з тим, що бетон як «жорсткий» вид покриття розподіляє навантаження на більшу площу земляного полотна в порівнянні з «гнучким» асфальтом. Цементобетонні дороги набагато довговічніші та міцніші асфальтових і здатні служити, не вимагаючи ремонту, до 50 років. У той час, як рух по асфальтових трасах часто зупиняється або обмежується через ремонт, дороги з бетонним покриттям експлуатуються практично без перерв. Протягом весняного сезону, коли земляне полотно сприймає найбільш сильні навантаження по температурному режиму, тільки 6% «бетонок» піддаються певним деформаціям, для асфальтових доріг цей показник становить 61%.

Великовантажні автомобілі сильно прогинають асфальт, псуєть його, що природним чином приводить до істотного збільшення витрати палива. А бетонне покриття зменшує прогин дорожнього полотна і, отже, економить паливо. Згідно з дослідженням групи експертів для Федеральної адміністрації по автотрасах США, проведеного в 1982 р., економія палива в даному випадку становить 20%.

Рух по бетонних дорогах значно безпечніше, ніж по асфальтованих. У дощову погоду вибоїни в асфальті наповнюються водою, що створює додаткову небезпеку через глісування коліс. Взимку вода у вибоїнах перетворюється на лід, що знижує коефіцієнт зчеплення. У той же час на гладкому бетонному полотні рідина практично не затримується.

Бетонне покриття дає хорошу видимість для водіїв у темний час доби, так як відображає світло значно краще, ніж асфальт. За деякими даними - ефект бетонної траси дозволяє зменшити рівень освітлення на 20%.

Безперечні «еко»-переваги бетонних доріг перед асфальтовими пов'язані з багатьма моментами.

Нафтопродукти, використовувані в асфальтовому покритті, разом з водою проникають у ґрунт, і через кілька років експлуатації земля, як під дорогою, так і навколо, повністю забруднюється нафтопродуктами.

Менша витрата палива на ту ж відстань по бетонній дорозі означає менший викид шкідливих речовин в атмосферу. До того ж підвищені експлуатаційні характеристики «бетонок» дозволяють однією одиницею великовантажної техніки перевозити по них набагато більшу кількість вантажу. Зрозуміло, це так само зменшує викиди в атмосферу.

1. И. А. Войлоков, А.С. Горшков. Бетонные дороги: актуальность, возможности и оборудование// СтройПРОФИль №6(68). – 2009. – 23с. Сунак О.П. Сталефіробетонні конструкції : Навчальний посібник. – К.: ІЗІМН, 1999. – 158с.

УДК 699.8

**ИННОВАЦИОННАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ВИКОРИСТАННЯ
ПЕНОПОЛИУРЕТАНОВЫХ КОМПОЗИЦИЙ**

**ИННОВАЦИОННАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ
ПЕНОПОЛИУРЕТАНОВЫХ КОМПОЗИЦИЙ**

**INNOVATIVE TECHNOLOGY OF THE USE OF POLYURETHANE
COMPOSITIONS**

Малишко О.І., асистент, Верешко О.В., асистент (Луцький національний технічний університет, м.Луцьк)

Мальшко О.И., ассистент, Верешко О.В., ассистент (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Malyshko O.I., assistant, Vereshko O.V., assistant (Lutsk National Technical University, Lutsk)

В статті розглянуто питання основних властивостей та переваг пінополіуретану. Підкреслили, що пінополіуретан є тепло-, гідро-, шумо-, пароізоляційним матеріалом з легким методом використання.

В статье раскрыт вопрос основных свойств и преимуществ пинополуриетану. Подчеркнуто, что пинополуриетан есть тепло-, гидро-, шумо-, пароизоляционным материалом с легким методом использования.

In the article exposed the question of basic properties and advantages of pinopoliuretanu. Underlined that pinopoliuretan was warmly, gidro-, shumo-, by paroizolyaciynim material with the easy method of the use.

У технологіях швидкого будівництва, які все ширше застосовують нині в Україні, з'явився новий елемент — швидке утеплення огорожуючих конструкцій. Причому за цією технологією можна утеплювати не лише покрівлю, але і вертикальні конструкції. Заснована вона на використанні пінополіуретану, матеріалу, який в розвинених країнах застосовується вже відносно давно (близько 30 років) і вельми успішно. У нас же це лише починає входити в практику будівельного виробництва.

Використання пінополіуретану (ППУ) в будівництві будівель і споруд дозволяє вирішити одночасно декілька завдань. По-перше, ППУ є чудовим теплоізоляційним матеріалом (ТІМ). По такому показнику, як коефіцієнт

теплопровідності, він вважається одним з кращих (якщо не найкращим). Інститутом технічної теплофізики Національної академії наук України (ІТТФ НАНУ) були проведені дослідження декількох зразків жорсткого пінополіуретану «Elastopor Н» щільністю 30 кг/м³, В результаті експериментів встановлено, що значення коефіцієнту теплопровідності ППУ при температурі 25°С складає 0,021 Вт/(мК), що, до речі, майже в два рази менше нормативного значення, приведеного в тому, що діє в нормативному документі ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель»[1].

По-друге, на покрівлі шар з ППУ виконує, окрім утеплення, ще і функцію гідроізоляції, оскільки пінополіуретану властиво і дуже низьке водопоглинення. Наприклад, в ППУ «Elastopor Н» значення цього показника по об'єму дорівнює 0,1-0,2%.

По-третє, згідно з результатами досліджень, здійснених в Науково Дослідному Інституті будівельного виробництва, досить низькі і значення показника паро непроникності - 0,04 мг/(мчПа) за наявності щільної поверхневої плівки і 0,055 мг/(мчПа) без шліфованої. А це означає, що відпадає необхідність у використанні пароізоляційних плівок[4].

До того ж технологія універсальна: ППУ використовується при утепленні житлових громадських та інших будівель і споруд. ППУ наноситься на металеві (сталь, чавун, алюміній і т. і.) і неметалічні (бітумні поверхні, бетон, азбестоцемент, деревина, камінь, т. і.), і використовується для:

—утеплення і санації житлових, громадських і інших будівель та споруд (стін, фундаментів, підлог, стель, перекриттів і т. і.);

—безшовної шумо, тепло, гідроізоляції приміщень і дахів житлових, громадських і інших споруд і будівель, недопущення конденсації вологи;

—тепло і холодоізоляції спеціальних ємностей, холодильних, сушильних камер, контейнерів, корпусів і трюмів пароплавів, яхт, човнів;

—тепло, шумо, холодо і гідроізоляції зовнішніх поверхонь технологічного обладнання, технологічних трубопроводів та ємностей і таке інше[2].

Деякі переваги технології з використанням пінополіуретану:

Економічні. Використання даної технології при тепловій санації огорожувальних конструкцій будівель та споруд різного призначення, зокрема покрівель, в порівнянні з використанням інших технологій, з використанням мінеральної вати та пінополістиролу на 15-20% економніше, термін окупності витрат на 50-70% менший. Крім цього роботи виконуються у 1,5-2 рази швидше ніж при використанні інших технологій.

Спосіб нанесення. Нанесення пінополіуретану методом напилення, забезпечує безшовний монтаж та високу швидкість нанесення (300-500м² за зміну по горизонтальній поверхні).

Оптимальна ізоляція. Коефіцієнт теплопровідності складає всього 0,023Вт/мК, що дозволяє в холодний період року максимально зменшити теплові втрати, а в спеку забезпечити комфортний мікроклімат всередині

приміщення (ефективність пінополіуретану в порівнянні з мінеральною ватою більше ніж 2,5-3 рази, з пінополістиролом – в 1,5-2 рази).

Довговічність. Довге зберігання на протязі 50 років теплоізоляційних властивостей забезпечується вологостійкістю і біохімічною стійкістю матеріалу. Протягом всього терміну експлуатації не відбувається усадка і зміна його структури. Можливе багаторазове використання теплоізоляції. Повний термін служби обмежується тільки зовнішнім механічним руйнуванням ізоляції.

Теплостійкість. Підвищена теплостійкість (до +150 °С) дозволяє використовувати для теплоізоляції промислових об'єктів із заданими високими температурами.

Пожежна безпека і екологічність. Важкогорючий, самозгасаючий теплоізолятор (група горючості Г2). Безпечний у експлуатації, не виділяє до оточуючого середовища токсичних речовин. Виключається можливість виділення часток теплоізоляції до оточуючого середовища. Це є виключно важливим для застосування в медичних і дитячих закладах, в процесі виробництва точної апаратури, харчової промисловості, там, де існують високі вимоги до чистоти повітря.

Вологостійкість. Пінополіуретан вбирає в себе дуже незначну кількість води, що може відбутися тільки під дією водяного тиску. Водопоглинення за 24 години по об'єму складає не більше 0,2%.

Механічна міцність. При щільності 60кг/м³ квадратний метр ізоляції із пінополіуретану (товщиною 30мм) важить всього 1,8кг і володіє високим ступенем жорсткості і міцністю 0,3МПа на стискання.

Біохімічна стійкість. Пінополіуретан має високу стійкість до органічних речовин. Ні лужні, ні помірно кислі середовища, ні агресивні промислові атмосфери не впливають на нього[2].

Звичайно ж, є в пінополіуретану і недоліки. В першу чергу низька стійкість до дії ультрафіолетового випромінювання. Під дією ультрафіолетового випромінювання пінополіуретан починає руйнуватися. Проте з цим вже навчилися ефективно боротися — шар ППУ покривають шаром лакофарбового матеріалу, наприклад, широко представленими зараз вододисперсними фарбами на основі акрилових в'язучих[4].

При утепленні покрівлі будівлі і стінових конструкцій, можливі два рішення.

Перше — нанесення шару ППУ на покрівельне покриття зсередини будівлі. В цьому випадку не зовсім естетичний теплоізоляційний шар пінополіуретану закривають при необхідності підвісними або натяжними стелями. За такою технологією, наприклад, утеплена будівля бізнес-центру в Луцьку.

Друге рішення — нанесення шару ППУ з зовні. Проте і в цьому рішенні можливі два конструктиви. У першому випадку напилення ППУ

здійснюється безпосередньо на профнастил. Перевагою цього способу є висока швидкість виконання робіт. Недолік — вища витрата поліуретановою композиції в порівнянні з другим конструктивним рішенням, оскільки шар ППУ повторює всі «хвилі» профнастилу.

Суть другого конструктиву полягає в монтуванні на профнастил вирівнюючого шару. Для такого шару можуть бути використані магнезитові, цементношугкові і інші плити, на які потім і напилують ППУ. При цьому витрата поліуретанової композиції на 25-40% менша (залежно від висоти профілю плити). Товщина шару ППУ щільністю 40 кг/м³ визначається теплотехнічним розрахунком і складає, як правило, 8-10см. Потім і в тому, і в іншому випадку зверху шар ППУ захищається від дії ультрафіолетового випромінювання шаром фарби.

На покрівлі пінополіуретан виконує функцію теплоізоляції, і гідроізоляції. Але ППУ — матеріал мало деформаційний, тому при деформаціях основи шар ППУ може руйнуватися, і відповідно втрачати свої гідроізоляційні властивості. Деформації ж можуть виникати із-за переміщень металевого каркаса. Як правило, фундамент не виконують пальовим, адже можливі його усадки, найчастіше нерівномірні. В результаті з'являються великі деформації і напруга, у тому числі і в покрівельній системі. Для того, щоб їх мінімізувати і, відповідно, збільшити довговічність покрівельного покриття, рекомендується монтувати плити в два шари. Товщина плит для першого шару складає 6мм, а другого — 4мм. Плити завтовшки менше 6мм для першого шару використовувати недоцільно, оскільки при монтажі їх можна проламати. А товщини 6мм за міцністю достатньо, щоб по шару могли переміщатися монтажники. Монтаж плит наступного шару необхідно виконувати в перев'язку, це дає можливість розподілити навантаження, що виникає всередині цього шару[3].

Вирівнюючий шар з плит виконує ще одну функцію. За даними НДІ пожежної безпеки (НППБ), вогнестійкість самого профнастилу досить низька — через 3-5 хвилин після впливу відкритого вогню профнастил втрачає свою несучу здатність. Магнезитова плита, на яку нанесений ППУ, жорстко прикріплена до профнастилу. Фахівці випробувального центру «Гест» і НППБ, виходячи з власної практики і досвіду, оцінили вогнестійкість такої конструкції інтервалом від 15 до 30 хвилин[4].

Супутнім ефектом в цьому випадку може бути можливість використання профнастилу з меншою «хвилею», тобто дешевшою[3].

При нанесенні із внутрішньої сторони приміщення ППУ виконує тільки функцію тепло ізолятора, тому можливі незначні розриви є не страшними. При внутрішньому утепленні магнезитові плити грають роль тільки вирівнюючого шару.

Пінополіуретан можна застосовувати і в стінових конструкціях – при створенні так званих сандвіч-панелей. Така технологія у розвинених країнах

Європи, США уже давно практикується. Наприклад, далі всіх пішли в Іспанії, де 80-85% ринку – пінополіуретан.

Стінова конструкція з пінополіуретаном може мати кілька варіантів рішення. В якості внутрішньої поверхні можуть бути використані і профнастил, та стінові касети, і дешевші матеріали - гіпсокартонні або, знову ж таки, магнезитові плити. До несучих колон монтується каркас з легких профілів, на який встановлюється шар з плит або профнастилу. На цей шар напінують ППУ, а потім ззовні його закривають профнастилом. Таке рішення не вимагає пароізоляції, захисту від ультрафіолету. У Європі ці конструкції працюють вже 15-20 років [3].

Загальна товщина пінополіуретану визначається для кожного об'єкта індивідуально на підставі теплотехнічних розрахунків, виконаних відповідно до вимог ДБН В.2.6-31. Нанесення захисного шару матеріалу на поверхню напilenня пінополіуретану необхідно виконувати через 24 години [1].

Для нанесення пінополіуретанових композицій використовується комплекс спеціального обладнання стаціонарно змонтованого на шасі вантажного автомобіля середньої вантажопідйомності. Це дозволяє в короткий термін доставити спеціальне обладнання в будь-який населений пункт України безпосередньо на будівельний майданчик або поза зоною населених пунктів, де ведеться будівництво в польових умовах.

Дана технологія та теплоізоляційний матеріал протягом 4 років використовується у містах Чернівці, Луцьк, Тернопіль та інших містах України, як на існуючих будівлях та спорудах житлово – комунального господарств (бюджетна та соціальна сфера), так і при комерційному будівництві багатоповерхових житлових комплексів.

За вказаний період з використанням даної технології були відремонтовані покрівлі понад 160 будинків загальною площею покриття більше, ніж 120000 м² [2].

Отже, суть ноу – хау не в створенні матеріалу, а в новій технології його комплексного використання.

Список використаних джерел:

1. ДБН В.2.6631:2006 «Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель».
2. Газета «Слава праці», №35-36 від 14 травня 2009р., м. Луцьк.
3. Журнал «Власть денег », №48 від 28 листопада – 4 грудня 2008р., м.Київ.
4. Журнал «БудМайстер», №3, 2009р, м. Київ.

УДК 625.8

ПРО МОЖЛИВІСТЬ ОЦІНКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЖОРСТКИХ ДОРОЖНІХ ПОКРИТТЬ ІЗ ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДІВ СТАТИСТИЧНОГО АНАЛІЗУ

О ВОЗМОЖНОСТИ ОЦЕНКИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕСТКИХ ДОРОЖНОГО ПОКРЫТИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ МЕТОДОВ СТАТИСТИЧНОГО АНАЛИЗА

THE POSSIBILITY TECHNICAL EVALUATION TOUGH ROAD SURFACES USING THE METHODS STATYSTYNOHO ANALYSIS

Маліков В.В., к.т.н., доц. (Луцького національного технічного університету, м. Луцьк), **Боярчук Б.А., к.т.н., доц.** (Луцького національного технічного університету, м. Луцьк), **Куліш М.В. гол. інженер** (Луцькавтодор, м. Луцьк)

Маликов В.В., к.т.н., доц. (Луцкого национального технического университета, Луцк), **Боярчук Б.А., к.т.н., доц.** (Луцкого национального технического университета, Луцк), **Кулиш М.В. г.л. инженер** (Луцкавтотор, Луцк)

Malikov V, PhD. (Lutsk National Technical University, Lutsk), **Boyarchuk B, PhD** (Lutsk National Technical University, Lutsk), **Kulish M. Chap. Engineer** (Lutskavtodor, Lutsk)

В статі робиться спроба застосування статистичної обробки польових штампових вишукувань жорсткого покриття штучної злітно посадкової смуги військового аеродрому м. Луцька з метою встановлення її технічного стану.

В статье делается попытка применения статистической обработки полевых штамповых изысканий жесткого покрытия искусственной взлетно-посадочной полосы военного аэродрома Луцка с целью установления ее технического состояния.

The article attempts to use statistical analysis of field research Die Hard Artificial takeoff runway military airport in Lutsk in order to establish its technical condition.

В травні 2012 року з метою отримання інформації про стан покриття штучної злітно посадкової смуги (ШЗПС) військового аеродрому м. Луцька було проведено дослідження із заміром прогинів плит збірного

залізобетонного покриття при дії статичного, ступеневого навантаження. ШЗПС має параметри 2550 X 44 м та уявляє собою збірне залізобетонне покриття із плит ПАГ – 18 верхній ряд та ПАГ-14 нижній із прошарком цементно-піщаної суміші 5 см, крім того два крайні повздовжні ряди укладені в один ряд плит ПАГ-18.

Згідно із обраною методикою заміри проводилися із використанням жорсткого металевого штамп (металевий диск діаметром - 44,0 см та товщиною 2 см) встановленого в центрі плити покриття, гідравлічного домкрату з мах спроможністю -500 кН. та в якості вантажу використаний низько рамний трал ЧМЗАП -5208 та 7 плит ПАГ-14. Заміри прогинів проводилися за допомогою 2 – ох датчиків часового типу (МИГ -1 з ціною поділки 1 мкм), які розташовані на металевій балці (швелер №12) довжиною 2,6 м для забезпечення обпирання за межами плити аеродромного покриття, що підлягає навантаженню. Для додаткового контролю за прогинами від дії навантаження був застосований нівелір „Sokia”x21.

Всього було проведено заміри на 32-х плитах з кроком 10 плит (60 м) з них 4 плити є плити крайніх рядів смуги. Напрям замірів (нумерація плит) співпадає із рухом ПС (повітряного судна) при заході на посадку, тобто центр плити №1 знаходилась на відстані 27 м від початку смуги. Загальна довжина експериментальної ділянки 1920 м.

Результати дослідів можна інтерпретувати як незалежні данні, та спробувати провести статистичну обробку з метою виявлення впливу шарової структури покриття на зміну прогинів від дії експериментального навантаження. Факторний аналіз - багатовимірний метод, застосовується для вивчення взаємозв'язків між значеннями змінних. Передбачається, що знайдені змінні залежать від меншої кількості невідомих змінних та випадкової помилки. Для зменшення кількості змінних та визначення структури взаємозв'язків між результатами вишукувань застосуємо статистичний аналіз прогинів плит покриття ШЗПС від дії ступеневого експериментального навантаження із використанням програми SPSS Staistics 17.

В [1] запропонована схема поділу покриття аеродрому на групи ділянок в залежності від ступеня дії навантажень. Крім того в [2] (за даними А.В. Михайлова) наводиться відсотковий розподіл кількості плит бетонного покриття, що мають пошкодження, по довжині ШЗПС.

Результати прогинів попередньо згрупуємо у відповідності до вказаних вище ділянок: 1 група – плити №1.....№10 (0...600 м); 2 група – плити №12.....№21 (600....1200 м); 3 група – плити № 22.....№32 (1200....1920 м).

Для з'ясування питання зміни ступеню зв'язку між навантаженнями та прогинами проведемо обробку отриманих результатів із застосуванням математичного методу Варимакс - ортогонального обертання матриці компонентів із нормалізацією Кайзера. Результати аналізу дали змогу

виявити ряд особливостей у характері прогинів під дією змодельованого навантаження таблиця №1, №2, №3 відповідно для ділянок 1,2 та 3. На першій було виявлено два основних фактори впливу, на другій один та третій знов два.

Таблиця № 1

Навантаження	Компонента	
	1	2
16 кН	-,357	,934
32,7 кН	-,114	,993
49,4 кН	,600	,800
66,1 кН	,890	,457
82,8 кН	,992	,126
99,5 кН	,993	-,115
116,2 кН	1,000	-,012
132,9 кН	,997	-,074
149,6 кН	,999	-,032
166,3 кН	,994	-,113
183 кН	,989	-,147
199,7 кН	,981	-,195
216,4 кН	,970	-,242
233,1 кН	,921	-,389
249,8 кН	,793	-,609

Таблиця №2

Навантаження	КомпONENTA
	1
16 кН	-,965
32,7 кН	,686
49,4 кН	,999
66,1 кН	1,000
82,8 кН	1,000
99,5 кН	,993
116,2 кН	,993
132,9 кН	,998
149,6 кН	1,000
166,3 кН	,999
183 кН	,997
199,7 кН	,999
216,4 кН	,998
233,1 кН	1,000

Таблиця №3

Навантаження	Компонента	
	1	2
16 кН	,188	,965
32,7 кН	,893	-,060
49,4 кН	,602	,772
66,1 кН	-,353	,932
82,8 кН	,395	,916
99,5 кН	,796	,589
116,2 кН	,903	,421
132,9 кН	,956	,288
149,6 кН	,988	,138
166,3 кН	,980	,172
183 кН	,987	,134
199,7 кН	,981	,175
216,4 кН	,987	,112

Для більшої наочності за даними таблиць побудовані графіки залежностей зміни коефіцієнта кореляції між дією експериментального навантаження та прогинами плит: рис 1; рис 2; рис 3 відповідно таблиці №1, №2, №3.

Для першої групи плит рис 1. інтерпретацією цих двох факторів може бути, на нашу думку, ряд 1 – опір ґрунтового масиву (сумісна робота основи та підстеляючі шарів ґрунту), ряд 2 – опір дорожнього одягу (зб плит смуги). При цьому шари основи повністю вступають в роботу з навантаження більш 83 кН. Що може свідчити по частковий зазор між плитами покриття - поки за рахунок пружного прогину вони не ввійдуть в щільний контакт і вся конструкція запрацює разом. Підйоми та падіння значень щільності зв'язку 2 ряду на ділянці від 99.5 кН.....166,3кН, на нашу думку, можна трактувати як защемлення та проковзування шарів залізобетонних плит при цьому цементно-піщаний шар діє як демпферна прокладка.

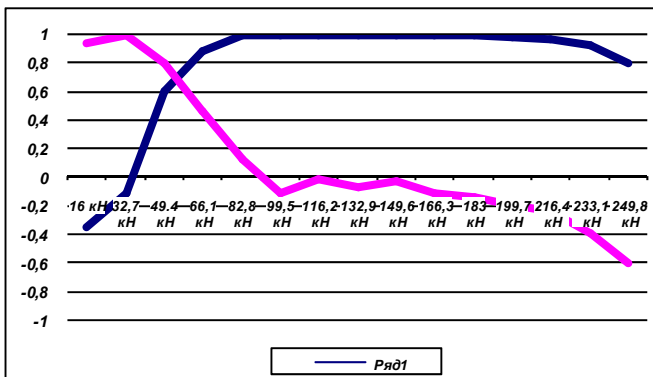


Рис 1.

Для другої групи плит рис 2. виявлено вплив одного фактора, який на нашу думку характеризує роботу покриття разом із основою тобто зазорів між плитами та основою немає, як не відбувається проковзувань між шарами плит покриття і тому плити та основа сприймають навантаження в повній мірі вже з 16кН.

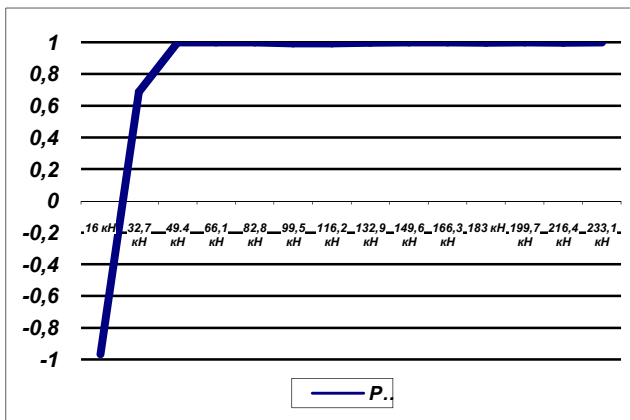


Рис.2

Для третьої групи плит рис.3 аналогічно побудовані залежності зміни коефіцієнта зв'язку між експериментальними навантаженнями та прогинами. Визначними є два фактора які за аналогією із першою групою інтерпретуються нами, як опір підстеляючі ґрунтів та конструкцій покриття. Однак можна побачити змінний вплив експериментального навантаження на прогини основи та покриття від початку дії навантаження 16кН до 66,1 кН де

характер залежностей стає сталим за аналогією до першої та другої групи плит, що свідчить про перебіг взаємодії між плитами покриття та ґрунтовою основою, як результату наявності зазору між шарами покриття та основи.

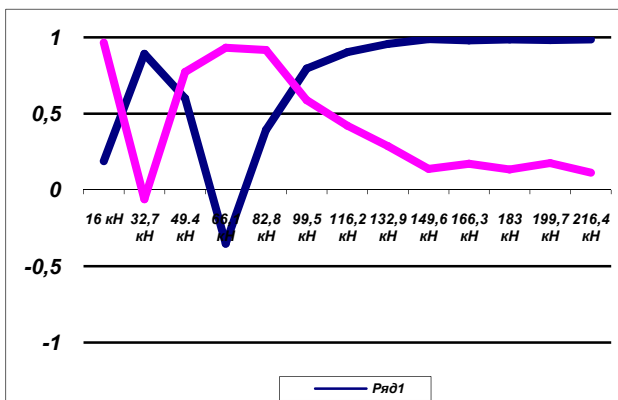


Рис.3

Таким чином проведення статистичного аналізу за групами плит по довжині смуги надало можливість виявити неоднорідний характер роботи покриття. Були виявлені зони та запропоновано інтерпретацію побудованим залежностям із впливом зазорів між елементами покриття та основою. Щодо коливань залежностей на першій а особливо на третій ділянках, такий характер роботи конструктиву, на нашу думку, можливий із періодичною релаксацією напружень шляхом проковзування шарів плит за рахунок цементно-піщаного прошарку, який працює як демпферна прокладка.

1. СНиП 2.05.08-85 „Аэродромы” / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. -59 с.

2. Изыскания и проектирование аэродромов : Учеб. для вузов / Г.И. Глушков, В.Ф. Бабков, В.Е.Тригопи и др.; Под ред. Г.И Глушкова . 2-е изд., перераб. И доп. – М.: Транспорт, 1992. – 432 с.

3. Кульчицкий В.А., Макагонов В.А., Васильев Н.Б., Чеков А.Н., Романков Н.И. Аэродромные покрытия. Современный взгляд. – М.: Физико-математическая литература, 2002. – 528 с. – ISBN 5-9221-0215-X.

4. Факторный, дискриминантный и кластерный анализ / Пер. с англ. Дж.-О. Ким, Ч.У.Мюллер, У.Р. Клекка и др.-- М.: Финансы и статистика, 1989.-- 215 с.

УДК 37.03:378

МЕТОДИКА ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНЬ У МАТЕРІАЛАХ, ЩО НЕ ВІДПОВІДАЮТЬ ЗАКОНУ ГУКА

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В МЕРЕРИАЛЕ, ЧТО НЕ ОТВЕЧАЮТ ЗАКОНУ ГУКА

METHOD OF DETERMINING STRESSES IN MATERIALS THAT VIOLATES HOOKE.

Млинарська О.О., Куц Ю.В. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Млинарська О.О., Куц Ю.В. (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Mlinarska O.O., Kuts Y.V. (Lutsk national technical university, Lutsk)

У статті розглянуто алгоритм визначення напружень у матеріалах, що не деформуються за законом Гука. При розрахунках враховувалося, що гіпотеза плоских перерізів не порушується. Описана методика ґрунтується на аналітичних залежностях та експериментальних дослідженнях.

В статье рассмотрен алгоритм определения напряжений в материалах, что не деформируются по закону Гука. При расчетах учитывалось, что гипотеза плоских сечений не нарушается. Описанная методика основывается на аналитических зависимостях и экспериментальных исследованиях.

In the article the algorithm of determination of stresses in the material that is deformed by the law of Hooke. When calculating taken into account that the hypothesis of plane sections is not broken. The described method is based on the analytical dependences and experimental studies.

У зв'язку із зростанням собівартості та вичерпності таких природних матеріалів як дерево, залізо та ін., у будівництві широкого застосування набули пластмасові та пластикові деталі.

Пластична маса – це штучно створений матеріал на основі синтетичних або природних полімерів [1]. Пластмаси формують при підвищеній температурі, проте вони мають високу пластичність. Сировиною для отримання полімерів є продукти переробки нафти, природного газу,

кам'яного вугілля, сланців. Молекулярна структура поліпропілену має вигляд, показаний на рис. 1.

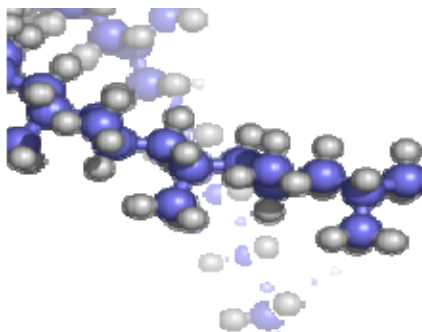


Рис. 1. Ланцюжки молекул поліпропілену

Поширене використання пластмас та виробів з них пояснюється їх малою густиною, що значно зменшує масу деталей, високою корозійною стійкістю, широким діапазоном властивостей. Хороші антифрикційні характеристики багатьох пластмас дають можливість їх застосування для виготовлення елементів сантехнічних систем.

Важливою перевагою пластмас є можливість їх переробки у виробі з коефіцієнтом використання матеріалу 0,9-0,95. Виготовлення таких деталей здійснюється литтям, видавлюванням тощо (рис.2).



Рис. 2. Предмети виготовлені з пластмаси

У той же час пластмаси мають і деякі недоліки: невисоку міцність, твердість та жорсткість, велику повзучість, особливо у термопластів, низьку теплостійкість (більшість пластмас має робочу температуру не вище 200 °С і лише деякі можуть працювати при 300-400 °С), низьку теплопровідність (в 500-600 разів меншу, ніж у металів), здатність старіти (втрачають властивості під впливом теплоти, світла, води та інших факторів).

При старінні відбувається зменшення еластичності, тобто здатності матеріалу до великих зворотних деформацій.

Більшість полімерів перебуває в аморфному (склоподібному) стані. Такі полімери називають смолами [1]. В пластмасах може бути присутньою певна кількість кристалічної фази, яка підвищує міцність, жорсткість і теплостійкість полімеру. У виробництві пластмас використовують в основному синтетичні смоли.

Для визначення механічних характеристик поліпропіленів слід враховувати, що їх деформації не відповідають закону Гука. Тому при дослідженні слід використовувати спеціальні методи опору матеріалів пф теорії пружності.

Основний вид деформацій, що зазнають елементи сантехнічних систем є деформації згину. Ці елементи конструкцій можна розглядати як балки.

Для визначення механічних характеристик проводять практичні дослідження деформацій зразків за допомогою розривних машин чи пресів.

При вивченні питання про згин балок, матеріал яких не деформується за законом Гука, або при згині за межею пружності, враховується умова, що в такому випадку, так само як і при згині в пружній стадії, справедлива гіпотеза плоских перерізів [2]. Досліди достатньо добре підтверджують можливість застосування цієї гіпотези, показуючи, що і в цьому випадку, як і для чистого згину, кільцеві поперечні перерізи залишаються кільцевими та нормальними до осі балки (рис.3).

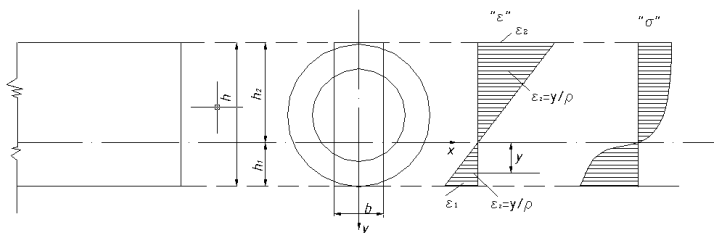


Рис. 3. Розподіл напружень та деформацій при згині

Отже, аналогічно до пружного згине, розтяг і стиск в окремих волокнах змінюються пропорційно їх відстані до нейтральної осі. Для волокон, віддалених від осі на відстань y , видовження виражається на основі відомої у теорії згину залежності [2]:

$$\epsilon_z = -\frac{y}{\rho}, \quad (1)$$

тут ρ – радіус кривизни.

Розглянемо випадок згину балки кільцевого поперечного перерізу. На рис.3 показані епюри деформацій ϵ_z та нормальних напружень σ . Епюра

відносної деформації ε_z , що визначається залежністю (1), аналогічна до пружного згину, епюра ж напружень σ , внаслідок відсутності прямої пропорційності між напруженнями та деформаціями, має нелінійний характер, що залежить від виду діаграми напружень σ - ε (рис. 5, 6).

Припустивши, що волокна не тиснуть одне на одне, можна робити висновки, що матеріал балки буде перебувати в стані простого розтягу і стиску, тобто, що діаграма $\sigma_z = f(\varepsilon_z)$ збігається з діаграмою розтягу або стиску $\sigma_z = f(e_i)$.

Такий результат можна отримати, розглядаючи залежності між компонентами напружень і деформацій, що заміняють закону Гука як у пружній, так і в пластичній областях [2]:

$$\sigma_z = f(\varepsilon_z); \sigma_x = \sigma_y = 0; \varepsilon_x = \varepsilon_y = -\mu\varepsilon_z;$$
$$\gamma_{xy} = \gamma_{yz} = \gamma_{xz} = 0,$$

де μ – коефіцієнт Пуассона, γ – кутова деформація. Тому можна записати:

$$\sigma_z - \sigma = \frac{2\sigma_i}{3e_i}(\varepsilon_z - e),$$

причому

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{\sigma_z}{3},$$

$$e = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z}{3} = \frac{\varepsilon_z(1 - 2\mu)}{3}, \quad (2)$$

$$e_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{2(\varepsilon_z^2 + 2\mu\varepsilon_z^2 + \varepsilon_z^2)} = \frac{2}{3} \varepsilon_z(1 + \mu).$$

Підставляючи записані залежності у представлення (2), отримаємо

$$\frac{2}{3} \sigma_z = \frac{2}{3} \frac{f(e_i)}{\frac{2}{3} \varepsilon(1 + \mu)} \left[\varepsilon_z - \frac{1}{3} \varepsilon_z(1 - 2\mu) \right].$$

Звідки

$$\sigma_z = f(\varepsilon_z) = f(e_i).$$

Для визначення напружень і кривизни балки запишемо рівняння рівноваги для двох суміжних перерізів елемента (рис. 4):

$$\sum Z = \int_F \sigma_z dF = 0, \quad (3)$$

$$\sum M = - \int_F \sigma_z y dF . \quad (4)$$

Перша умова визначає положення нейтральної осі балки, яка при матеріалах, що по-різному розтягуються і стискаються, не проходить через центр ваги перерізу; друга умова визначає радіус кривизни ρ .

Знаючи величину радіуса кривизни і положення нейтральної осі, можна обчислити відповідну деформацію ε_z і знайти нормальні напруження, використовуючи діаграмами розтягу та стиску.

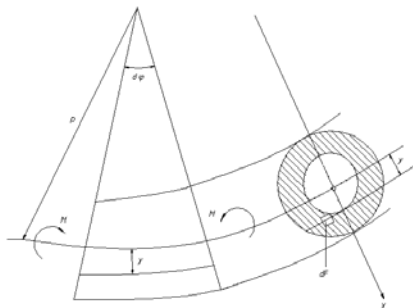


Рис. 4. Рівновага елемента балки

З залежності (1) отримаємо: $y = -\varepsilon_z \rho$; отже, $dy = -\rho d\varepsilon_z$ і $dF = b dy = -b \rho d\varepsilon_z$. Підставляючи вирази для y і dF у рівняння (3) і (4), будемо мати:

$$\int_F \sigma_z dF = b \rho \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \sigma_z d\varepsilon_z = 0, \quad (5)$$

$$- \int_F \sigma_z y dF = b \rho^2 \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \sigma_z \varepsilon_z d\varepsilon_z = M . \quad (6)$$

де $|\varepsilon_1| = h_1/\rho$ – найбільша деформація розтягу в одному з крайніх волокон балки, $|\varepsilon_2| = h_2/\rho$ – найбільша деформація стиску.

Ці інтеграли можна обчислити точно чи наближено тільки у тому випадку, коли відома залежність між σ та ε , тобто відомі діаграми розтягу і стиску матеріалу, отримані на основі експериментальних досліджень (рис. 5, 6). Якщо залежність між σ та ε може бути представлена аналітично, то для простих форм поперечного перерізу розв'язок може бути отримано в багатьох випадках у замкненій формі.

Для багатьох матеріалів залежність між напруженням і деформаціями при розтязі та стиску може бути представлена степеневим законом:

$$\varepsilon_p = k_p \sigma_p^n, \quad \varepsilon_c = k_c \sigma_c^m. \quad (7)$$

де k_c, k_p, m, n – величини, що характеризують фізичні властивості матеріалу.

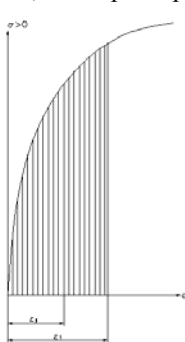


Рис. 5. Діаграма напружень(розтяг)

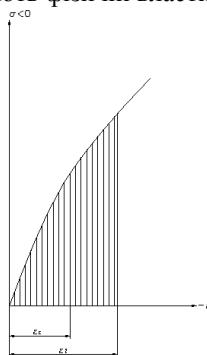


Рис. 6. Діаграма напружень (стиск)

У цьому випадку нормальні напруження визначаються із залежності (7) наступним чином:

$$\sigma_p = \left(\frac{\varepsilon_p}{k_p} \right)^{\frac{1}{n}} = \left(\frac{y}{k_p \rho} \right)^{\frac{1}{n}}, \quad (8)$$

$$\sigma_c = \left(\frac{\varepsilon_c}{k_c} \right)^{\frac{1}{m}} = \left(\frac{y}{k_c \rho} \right)^{\frac{1}{m}}. \quad (9)$$

Знаючи залежності (8) і (9) можна, використовуючи рівняння (3) та (4) визначити положення нейтральної осі, величину радіуса кривизни ρ і величини напружень σ_p і σ_c .

Підставляючи (8) в рівняння (3) отримаємо:

$$\int_F \sigma dF = b \left[\int_0^{h_1} \left(\frac{y}{\rho k_p} \right)^{\frac{1}{n}} dy - \int_0^{h_2} \left(\frac{y}{\rho k_c} \right)^{\frac{1}{m}} dy \right] = 0,$$

Після інтегрування отримаємо:

$$\frac{n}{n+1} \left(\frac{h}{\rho k_p} \right)^{\frac{1}{n}} h_1 - \frac{m}{m+1} \left(\frac{h}{\rho k_c} \right)^{\frac{1}{m}} h_2 = 0. \quad (10)$$

Використавши рівняння (4) при підстановці в нього залежностей (8) і (9), можна записати:

$$\int_F \sigma y dF = b \left[\int_0^{h_1} \left(\frac{y}{\rho k_p} \right)^{\frac{1}{n}} y dy - \int_0^{h_2} \left(\frac{y}{\rho k_c} \right)^{\frac{1}{m}} y dy \right] = M ,$$

Проінтегрувавши, будемо мати:

$$\frac{n}{2n+1} b \left(\frac{h_1}{\rho k_p} \right)^{\frac{1}{n}} h_1^2 - \frac{m}{2m+1} b \left(\frac{h_2}{\rho k_c} \right)^{\frac{1}{m}} h_2^2 = M . \quad (11)$$

З рівнянь (10) і (11), маючи на увазі, що $h_1+h_2=h$ можна знайти величини ρ , h_1 , h_2 та напруження σ_p і σ_c .

Якщо залежність між σ_p і σ_c не може бути представлена в аналітичній формі, то можна перейти до наближеного розв'язку. Для цього діаграму σ - ϵ слід розбити на ділянки та представити криву цієї залежності ломаною лінією (рис.7) На окремих ділянках ламаної діаграми можна вважати лінійну залежність між σ , ϵ , тому інтегрування виразів (3) і (4) не становить труднощів.

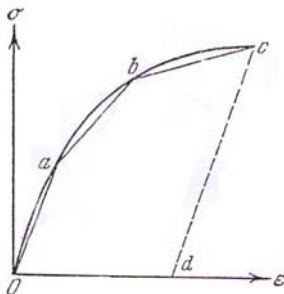


Рис. 7. Розбиття діаграми напружень на лінійні ділянки.

Висновки. У роботі описано методику дослідження напруженого стану матеріалів, що не деформуються за законом Гука. При розрахунках враховувалось, що при деформування балок не порушується гіпотеза плоских перерізів.

1. Богданов В.В. Методы исследования технологических свойств пластмасс. Л., Из-во ЛГУ, 1978. 2. Феодосьев В. И. Соппротивление материалов. — М.: Наука, 1986. — 560 с.

УДК 624.075: 539.3

РОЗВИТОК МЕТОДІВ ДОСЛІДЖЕННЯ СТІЙКОСТІ СТИСНУТИХ СТРИЖНІВ

РОЗВИТИЕ МЕТОДОВ ИСЛЕДОВАНИЯ СТОЙКОСТИ СЖАТЫХ СТЕРЖНЕЙ

DEVELOPMENT OF INVESTIGATION OF STABILITY COMPRESSED RODS

Пагуба О.М., Івандюк А.С. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Пагуба О.Н., Івандюк А.С. (Луцкий национальный технический университет, м. Луцк)

Paguba O.M., Ivandyuk A.S. (Lutsk national technical university, Lutsk)

У статті розглянуто розвиток теоретичних та експериментальних методів визначення критичної сили у стиснутих стрижнях за різних видів навантажень. Крім того, розглянуто також результати досліджень стійкості стиснутих стрижнів за межею пропорційності.

В статье рассмотрено развитие теоретических и экспериментальных методов определения критической силы в сжатых стержнях при различных видах нагрузки. Кроме того, рассмотрены также результаты исследований стойкости сжатых стержней за границей пропорциональности.

In the article development of theoretical and experimental methods of determination of critical force is considered in the compressed bars at the different types of loadings. The results of researches of firmness of the compressed bars are in addition, considered also after a border a proportion.

Задача про дослідження стійкості стрижня сталого поперечного перерізу з шарнірно закріпленими кінцями, що стискається силою, прикладеною до торця (рис.1), вперше була поставлена та вирішена Л. Ейлером у його праці «Метод знаходження кривих ліній, що мають властивості максимуму або мінімуму, або розв'язок ізопараметричної задачі, узятій в найширшому сенсі» в 1744 р. Тут отримано



Рис 1

розв'язок шляхом інтегрування в рядах точного диференціального рівняння зігнутої осі. В результаті Л. Ейлер записав формулу для визначення критичної сили, встановив залежність прогину від сили, провів аналіз різних форм зігнутої осі.

Р. Мізесом в 1924 р у роботі «Ausbiegung eines auf Knieknung beanspruchten». Було показано, що залежність між прогином і стискаючою силою може бути значно спрощена при розгляді наближеного (але нереалізованого) диференціального рівняння зігнутої осі. Інша форма такого рівняння запропонована С. П. Тимошенко в 1936 р. у роботі «Стійкість пружних систем».

У 1757 р. Л. Ейлером у роботі «De motu vibratorio tympanorum» отримано формулу для визначення критичної сили на основі наближеного диференціального рівняння зігнутої осі.

У мемуарах Ж. Лагранжа «Sur la figure des colonnes» в 1768 р. повторені розв'язки Л. Ейлера, які ґрунтуються як на точному, так і на наближеному диференціальних рівняннях зігнутої осі.

Задача інтегрування точного диференціального рівняння зігнутої осі в еліптичних функціях була вперше вирішена А. Клебшем в 1860 р. у роботі «Theorie der Elasticitaet der fester Koerper», причому тут інтегрування наближеного й точного диференціальних рівнянь зігнутої осі призводило до однакового значення критичної сили. А. Клебш вважав, що це є щасливою випадковістю. Однак це не так. Для визначення критичної сили, при якій прямолінійна форма рівноваги стає нестійкою, досить припустити скільки завгодно малий прогин.

Ф.С. Ясинський у своїх працях «Досвід розвитку теорії поздовжнього згину», «Про опір поздовжньому згину(дисертація)» в 1892 - 1894 рр.. на основі аналізу точного і наближеного диференціальних рівнянь зігнутої осі пояснив вказаний збіг критичних сил, отриманих шляхом інтегрування різних диференціальних рівнянь. У роботах Ф.С. Ясинського було використано точне рівняння зігнутої осі у формі [1]:

$$\frac{d^2 v}{ds^2} = \frac{M}{EI}$$

де v - прогин, s - довжина дуги, M - згинальний момент, EI - жорсткість при згині.

А.Н. Крилов в 1931 р. у роботі «Про форми рівноваги стиснутих стійок при поздовжньому згині», показав, що точне диференціальне рівняння зігнутої осі може бути проінтегроване в еліптичних інтегралах при їх табулюванні.

У 1918 р. Н.С. Жуковський вирішив ряд задач стійкості стиснутих стрижнів стосовно до розрахунку стійок літаків, що висвітлив у роботі «Дослідження стійкості конструкцій аеропланів».

Л.С. Лейбензон в статті «Опір закручених стійок», опублікованій в 1914 р., детально досліджував стійкість природно закрученого стрижня з

шарнірно закріпленими кінцями і вказав спосіб отримання розв'язку, коли кінці стрижня закріплені або коли один кінець закріплений, а другий шарнірно обпертий. Як зазначив автор, це завдання має практичне значення у зв'язку з розрахунком стислих елементів прямолінійних твірних веж В.Г. Шухова.

Крім того, роботі «De motu vibratorio tympanorum» Л. Ейлер вивчав стійкість стрижня, стиснутого силою, прикладеною на торці з шарнірно обпертими кінцями, жорсткість якого змінюється за законом [2]:

$$EI = EI_0 \left(a + b \frac{z}{l} \right)^{2n},$$

де l - довжина стрижня, z - координата поперечного перерізу, a і b – сталі. Розв'язок цієї задачі отримано на основі наближеного диференціального рівняння пружної лінії при інтегруванні в елементарних функціях.

Оскільки Л. Ейлеру поняття моменту інерції не було відомо, то він за пропозицією Я. Бернуллі приймав, що кривизна прямо пропорційна згинальному моменту і не з'ясовував фізичний і геометричний сенс коефіцієнта пропорційності.

В 1770 - 1773 рр. Ж. Лагранжем «Sur la figure des colonnes» дано розв'язок задачі про стійкість шарнірно закріпленого стрижня, стиснутого силою, прикладеною на торці, причому стрижень обмежений поверхнею другого порядку. У цьому ж мемуарі Ж. Лагранж поставив завдання про раціональну форму перерізу стрижня з точки зору найменшої ваги. Це завдання було вирішено механіком Т. Клаузеном (Clausen) в 1851 р. та висвітлено у роботі «Ueber die Formarchitectonischer Saeulen». Проте при розв'язуванні не приймався до уваги опір стрижня звичайному тиску. Тому розв'язок є неповним. Поправка до нього введена в роботі «Задача Лагранжа про найвигіднішу форму колон» Е.Л. Ніколаї, опублікованій в 1907 р.

Диференціальне рівняння зігнутої осі стрижня при зазначеному вище законі зміни жорсткості в загальному випадку інтегрується у функціях Бесселя. Це питання розглянуто в роботі А.Н. Динника «Використання функцій Бесселя до завдань теорії пружності» в 1913 р. Окрім цього, в 1927 р. у роботах «Стійкість пружних систем», «Про розрахунок стиснутих стійок змінного перерізу» вивчено питання стійкості стиснутих стрижнів, жорсткість яких змінюється за біноміальним і степеневим законом.

Задача про стійкість стрижня сталого поперечного перерізу з шарнірно обпертими кінцями, стисненого силою F , прикладеною на торці, і навантаженням з інтенсивністю q , рівномірно розподіленою по його довжині (рис. 2), була поставлена Л. Ейлером в останній частині роботи «Sur la force des colonnes» в 1757 р. Проте при виведенні диференціального рівняння зігнутої осі Л. Ейлер допустив помилку, не прийнявши до уваги згинальний момент від реактивних сил, перпендикулярних недеформованій осі стрижня (рис. 3). Л. Ейлер відмовився від інтегрування отриманого диференціального рівняння в загальному випадку, обмежуючись розглядом окремого випадку,

коли сила, створювана рівномірно розподіленим навантаженням (наприклад, власна вага стрижня), мала в порівнянні з зосередженою. Але і в цьому окремому випадку через зазначену вище помилку отриманий результат був невірний.

Цю ж помилку Л. Ейлер повторив у наступній роботі «Determinatio

onerum, quae columnae gestare valent. Examen insignis paradoxii in theoria columnarum occurrentis. De altitudine columnarum sub proprio pondéré соггuentium» в 1778 р., присвяченій задачі стійкості стрижня сталого поперечного перерізу, стисненого тільки рівномірно розподіленим по його довжині навантаженням.

В результаті аналізу розв'язку Л. Ейлер встановив, що даний стрижень не може втратити стійкість ні за якої інтенсивності розподіленого навантаження або довжини.

Цей висновок здався Л. Ейлеру непереконливим і в наступній роботі «Determinatio

onerum, quae columnae gestare valent. Examen insignis paradoxii in theoria columnarum occurrentis. De altitudine columnarum sub proprio pondéré соггuentium» він написав, що результат не тільки "парадоксальний, але і вельми підозрілий". Дуже цікаві міркування, за допомогою яких в цій роботі Л. Ейлер доводить, що цей результат невірний. Він розглядає стрижень АВ (рис. 4), нижній кінець якого обертий, а верхня частина ВС закріплена між довгими вертикальними напрямними, які обмежують горизонтальне зміщення і поворот. Як відомо, величина критичної сили для цього випадку дорівнює [1]:

$$F_{кр} \approx 20,2 \frac{EI}{l^2}$$

Цей результат не був відомий Л. Ейлеру. Він помилково вважав, що для цього випадку критична сила така ж, як і для стрижня з двома закріпленими кінцями[3]:

$$F_{кр} = 4\pi^2 \frac{EI}{l^2}$$

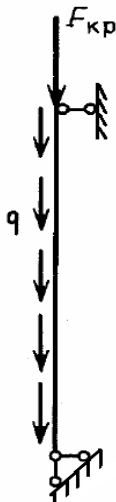


Рис. 2

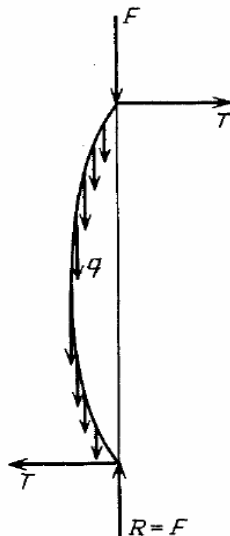


Рис. 3

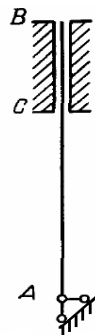


Рис. 4

Однак для розглянутого міркування це несуттєво.

Отже, якщо знехтувати силою тяжіння нижньої частини стрижня АС, прямолінійна форма рівноваги стрижня може стати нестійкою під впливом ваги верхньої частини ВС. Тим більше прямолінійна форма рівноваги стрижня повинна бути нестійкою, якщо усунути напрямні і замінити їх шарніром (що зменшує жорсткість системи) і взяти до уваги вагу нижньої частини стрижня (що збільшує навантаження).

І тільки в наступній праці «Determinatio onerum, quae columnae gestare valent. Examen insignis paradoxo in theoria columnarum occurrentis. De altitudine columnarum sub proprio pondéré cogruentium» в 1778 р. Л. Ейлер розкрив помилки попередніх робіт, врахував реакції опор і, використовуючи отримані раніше результати, дав правильний розв'язок задачі.

Крім шарнірного закріплення кінців Л. Ейлер розглянув також випадок стрижня з нижнім закріпленням і верхнім вільним кінцями, навантаженого рівномірно розподіленим осьовим навантаженням (рис. 5) у роботі «Sur la force des colonnes».

Ця ж задача була також вирішена Ф.С. Ясинським в 1894 р. в його дисертації на здобуття вченого звання ад'юнкта «Про опір поздовжнього згину (дисертація)». Для розв'язання він використовував наведене вище точне диференціальне рівняння зігнутої осі. Це рівняння він проінтегрував в рядах і отримав значення критичної сили, що відрізняється від результату, знайденого Л. Ейлером, тільки на третьому знаці. Зауважимо, що це завдання було розв'язано також механіком А. Грінхіллом у роботі «On height consistent with stability», який ще в 1881 р. проінтегрував диференціальне рівняння у функціях Бесселя і отримав значення критичної сили, що незначно відрізнялося від знайдених Л. Ейлером і Ф.С. Ясинським. Ймовірно, Ф.С. Ясинський не знав про статтю А. Грінхілла, який вивчив також деякі випадки стійкості стрижнів змінного перерізу, стиснутих розподіленим навантаженням.

У дисертації «Про опір поздовжнього згину» Ф.С. Ясинський розглянув ще ряд випадків стійкості стиснутих стрижнів під впливом розподілених навантажень: стрижень з одним закріпленням та іншим вільним кінцями, навантажений розподіленим осьовим стискаючим навантаженням, інтенсивність якого пропорційна відстані від закріпленого перерізу (рис. 6); стрижень з шарнірно опертими кінцями в пружному середовищі, реакція якого, перпендикулярна осі стрижня, пропорційна його прогину, стиснений розподіленою осьовою

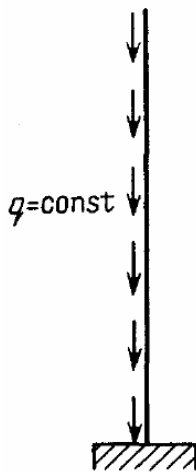


Рис. 5

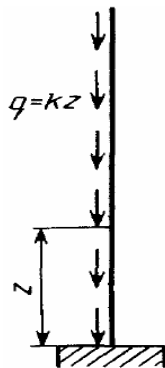


Рис. 6

стискаючою силою, інтенсивність якої пропорційна відстані від середнього перерізу (рис. 7). Ця задача отримала назву "задачі Ясинського". Ф.С. Ясинський звів розрахунок стиснутих верхніх поясів відкритих мостів до вирішення цієї задачі.

У цій же праці він ввів поняття коефіцієнта зведення довжини, яке в подальшому широко увійшло в методи розрахунку стиснутих стрижнів на стійкість.

Задачі стійкості стиснутих стрижнів під впливом рівномірно розподілених поздовжніх навантажень при різному закріпленні кінців були розв'язані А.Н. Динником у функціях Бесселя в його праці «Використання функцій Бесселя до завдань теорії пружності в 1913 р.

Енергетичний метод визначення критичних сил, який дозволяє уникнути розв'язання складних трансцендентних рівнянь методом спроб і заснований на рівності потенціальної енергії деформації згину роботи прикладених до стрижня поздовжніх сил, був запропонований С.П. Тимошенко в 1910 р. в роботі «Про стійкість пружних систем».

У відгуку на цю роботу І.Г. Бубнов в 1913 р. сформулював наближений метод розв'язання диференціальних рівнянь стосовно до задачі стійкості пластин. Відповідно до цього методу функції переміщень представляються у вигляді лінійної комбінації деякої системи функцій координат, помножених на невідомі коефіцієнти. Цей ряд підставляється в диференціальні рівняння рівноваги, отриманий результат множиться на кожну з функцій і інтегрується по об'єму тіла. Після інтегрування отримується система алгебраїчних рівнянь щодо коефіцієнтів, розв'язання якої дає їх значення, а отже, і функції переміщень. На прикладі стійкості стислого стрижня І.Г. Бубнов показує переваги розробленого методу, що не вимагає обчислення потенціальної енергії деформації і приводить до результату, знайденого енергетичним методом.

У 1915 р., незалежно від І.Г. Бубнова, ідея цього методу була викладена Б.Г. Гальоркіним в роботі «Стрижні і пластинки». Потім він неодноразово використовувався при розв'язанні різних задач математичної фізики.

Першою роботою, присвяченою стійкості стрижнів під впливом періодичних сил, стала стаття Н.М. Беляєва «Стійкість призматичних стрижнів під дією змінних подовжніх сил». Надалі цьому питанню було присвячено велику кількість робіт.

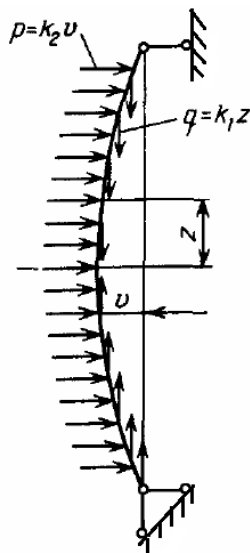


Рис. 7

Слід зазначити монографію механіка та інженера академіка Володимира Васильовича Болотіна (26.03.1926 р.) «Динамічна стійкість пружних систем». Йому ж належить книга, в якій розглянуто стійкість елементів конструкцій під впливом неконсервативних сил «Неконсервативные задачи теории упругой устойчивости».

Правильний висновок про те, що критична сила обернено пропорційна квадрату довжини стрижня, було зроблено на підставі випробувань стиснутих стрижнів П. Мушенбруком в 1729 р., що описану у праці «Physique expérimentales et geometricae».

А. Дюло в 1820 р., випробовуючи на стиск довгі тонкі залізні стрижні, підтвердив справедливість формули Л. Ейлера, за умови, що кінці стрижнів можуть вільно повертатися, що описано у роботі «Essai the orique et experimental sur la resistance du fer forge». Цієї умови не задовольнили випробування, проведені в 1840 р. І.Ходкінсоном та описані в праці «Experimental research on the strength of pillars of cast iron and other materials», тому запропоновані ним емпіричні формули для критичних сил, справедливі тільки для тих видів закріплень кінців, які використовувалися в дослідах.

Класифікація різних емпіричних і напівемпіричних формул для визначення критичних сил, а також деякі їх видозміни викладені в книгах М. Ренкіна «Manual of applied machanics», «Керівництво для інженерів-будівельників», опублікованих у 1858 і 1861 рр. відповідно.

Межа застосування формули Л. Ейлера була встановлена інженером Е. Ламарлем (Lamarl E.) та описано в праці «Memoire sur la flexion du bois» в 1845 р., де він визначив граничне значення гнучкості стрижня, вище якого формула Л. Ейлера справедлива.

Порівняно невелике, але добре поставлене експериментальне дослідження стійкості стиснутих стрижнів було проведено в лабораторії Вищої технічної школи в Мюнхені І. Баушингером в 1887 р., що описану у праці «Mittheilungen aus dem mechanisch technischen Laboratorium der Technischen Hochschule in München». Попередні перерізи зразків із зварювального заліза були двотаврові, коритоподібні, кутові та таврові. Більшість зразків мало на кінцях тонкі конічні наконечники, наглухо прикріплені до зразків і які вільно обертались в кінцевих заглибленнях сталевих подушок, прикріплених до плит преса. Таким чином здійснювалося кульове шарнірне закріплення кінців зразків.

В результаті випробувань І. Баушингер встановив, що внаслідок різних похибок згин зразка починається при невеликій стискаючій силі і поступово зростає. При деякому значенні стискаючої сили з'являється значне викривлення осі в площині найменшої жорсткості, що зазвичай призводить до руйнування стрижня.

Ця величина стискаючої сили дуже близька до критичної, підрахованої по формулі Ейлера за умови, що напруження, що відповідають цій силі, менші межі пропорційності матеріалу при стиску.

У 1890 р. Л. Тетмайер у роботі «Mittheilungen der Anstalt zur Pruefung von Baumaterialien in Zuerich» опублікував результати своїх дослідів по стійкості стиснутих стрижнів різних поперечних перерізів з зварювального та литого заліза. Так само як і в дослідях І. Баушингера, зразки мали конічні наконечники, що відповідало схемі кульового шарнірного закріплення кінців.

Для обчислення критичних напружень за межею пропорційності Ф.С. Ясинський запропонував таку ж лінійну залежність їх від гнучкості, як і Л. Тетмайер. Коефіцієнти цієї залежності він отримав, обробивши експериментальні дані І. Баушингера, Л. Тетмайера і А. Консідера за способом найменших квадратів.

Дещо пізніше, в 1898 р., в лекціях по стійкості стиснутих стрижнів Ф.С. Ясинський ввів поняття коефіцієнта зниження допустимого напруження на стиск, який є функцією гнучкості стрижня.

Ф. Енгессер запропонував в 1889 р. у праці «Ueber Knickfestigkeit gerader Staebе» для підрахунку критичної сили за межами пропорційності вводити в формулу Ейлера замість модуля пружності змінну величину $\frac{E}{1 + \mu \frac{L^2}{I}}$ - дотичний модуль пружності, який визначається з діаграми стиснення матеріалу. У зв'язку з цим Ф.С. Ясинський опублікував в 1895 р. статтю «Zu den Knickfragen», в якій вказав, що пропозиція Ф. Енгессера помилкова. Ф. Енгессер врахував це зауваження і в одному з наступних номерів цього ж журналу в тому ж 1895 р. дав правильний розв'язок задачі, викладений у роботі «Ueber Knick Fragen». Така гіпотеза була висунута інженером Ф. Шенлі у праці «Inelastic column theory» в 1946 р. і потім Ю.Н. Работновим в роботі «Про рівновагу стиснутих стрижнів за межею пропорційності» в 1952 р. Проте це не спричиняє розвиток згину без розвантаження з опуклого боку стійки. Це зазначено в книзі «Стійкість і коливання пружних систем. Сучасні концепції, парадокси і помилки» механіків та інженерів Я.Г. Пановко і І.І. Губанової.

1. Малинин Н.Н. Кто есть кто в сопротивлении материалов / Под ред. В.Л. Данилова. М.: Изд-во МГТУ им. Н.Э. Баумана, 2000. — 248 с.

2. С. П. Тимошенко. История науки о сопротивлении материалов с краткими сведениями из теории упругости и теории сооружений / Перевод с англ. В.И. Контонта; под ред. А.Н. Митинского. — М.: Гостехиздат, 1957. — 536 с.

3. http://mysopromat.ru/uchebnye_kursy/istoriya_soprotivleniya_materialov/

ИДЕАЛЬНОЕ ПОКРОВЕЛЬНОЕ ПОКРЫТИЕ – БИТУМНАЯ ЧЕРЕПИЦА

ИДЕАЛЬНОЕ КРОВЕЛЬНОЕ ПОКРЫТИЕ – БИТУМНАЯ ЧЕРЕПИЦА

IDEAL COVERAGE ROOFING – BITUMEN SHINGLES

Парасюк Б.О., асистент (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Парасюк Б.О., асистент (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Parasuk B.O., assistant (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Бітумна покрівля або гнучка черепиця – це назви одного й того ж матеріалу, що застосовується для покриття дахів, одним з головних переваг якого є гнучкість. Ця властивість дозволяє зводити покрівлі різного рівня складності, втілюючи найбільш сміливі та неординарні архітектурні рішення з легкістю і витонченістю, не витрачаючи при цьому багато коштів і зусиль.

Битумная кровля или гибкая черепица - это названия одного и того же материала, который применяется для покрытия крыш, одним из главных преимуществ которого является гибкость. Это свойство позволяет возводить кровли различного уровня сложности, воплощая самые смелые и неординарные архитектурные решения с легкостью и изяществом, не тратя при этом много средств и усилий.

Bitumen roofing or flexible shingles - is the name of the same material used for covering roofs, one of the main advantages is flexibility. This feature allows you build roofs at various levels of complexity, embodying the most daring and creative architectural solutions with ease and grace, not spending as much money and effort.

Вступ. Бітумна черепиця відносно новий для України матеріал, хоча на світовому ринку цей вид покриття з'явився більше ста років тому. Авторами прийнято вважати американців, переселенців з Європи. У Старому Світі багато з них звикли до покрівель із дрібного штучного матеріалу - сланцевої плитки, керамічної черепиці - та намагалися знайти їм заміну. Для виготовлення бітумної черепиці брали картон, просочували його бітумом, а зверху посипали кам'яною крихтою. Завдяки легкості обробки основи, цьому матеріалу можна надавати будь-які форми, що вкупі з гнучкістю забезпечує втілення найхімерніших фантазій на тему даху. З роками виробники бітумної черепиці вдосконалили її виробництво, використовуючи більш довговічні,

ніж картон, основи, пропонуючи різні рішення кольорів і полегшуючи різними способами процес монтажу такого покриття. Все це, а також порівняно проста технологія виготовлення, зробили бітумну черепицю привабливим і демократичним матеріалом, що зайняв провідні позиції в багатьох країнах світу.

Основні питання та задачі дослідження. Що ж являє собою гнучка черепиця і чому її популярність росте все більше з кожним роком не тільки в Україні, але і у всьому світі? Виготовляється бітумна черепиця з міцного склополотна, що надає матеріалу високу міцність, просоченого модифікованим бітумом, в який наноситься кам'яна крихта (базальтовий гранулят), що забезпечує покрівельному покриттю захист від механічних пошкоджень і несприятливого впливу ультрафіолетових променів, і завдяки якій, гнучка черепиця має велике різноманіття різних забарвлень. Така технологія виробництва робить бітумну черепицю пластичною, міцною, стійкою до деформації, що вигідно відрізняє її від інших видів покриттів.

Бітумна черепиця задовольняє найбільш суворі вимоги до експлуатаційних характеристик матеріалу. Одними з основних переваг бітумної черепиці є те, що цей матеріал не схильний до корозії. Її неможливо подрпати або розбити, як натуральну черепицю. Так само бітумна черепиця володіє відмінними звукоізолюючими властивостями, має низьку теплопровідність, пожегобезпечна, не схильна до гниття та вигорання, стійка до різких перепадів температур і агресивних дій навколишнього середовища, має велике розмаїття форм і забарвлень, практично безвідходна, навіть при монтажі найскладніших покрівель, що робить її більш економічною.

М'яка (гнучка) черепиця досить проста в монтажі: вона укладається в ОСБ плиту, в яку спочатку розстеляють підкладковий килим. Потім укладаються гонти, які прибиваються до ОСБ плити спеціальними покрівельними цвяхами, при чому кожен гонт укладається таким чином, що б цвяхи опинилися під пелюсткою наступної черепиці. У результаті виходить багатощарове покриття, яке не тільки надійно прикріплене до основи покрівлі, але і склеївшись під впливом сонячного тепла, забезпечить вашому даху абсолютну гідроізоляцію. По такому даху можна ходити не боячись зіпсувати гарний малюнок черепиці, деформувати або поламати покрівельне покриття, так як СОБ плита утворює міцний суцільний настил, а сама черепиця не ковзає завдяки кам'яному посипанню, що робить дуже зручним обслуговування покрівлі в процесі експлуатації.

Завдяки вище перерахованим властивостям бітумну черепицю можна назвати ідеальним покрівельним покриттям, термін служби якого становить більше 50 років. На будівельному ринку України бітумна черепиця представлена такими відомими виробниками, як SHINGLAS від "Техноніколь" (Росія); КАТЕPAL, KERABIT (Фінляндія); ІКО (Бельгія, Канада); TEGOLA (Італія) і ін..

Компанія ТехноНІКОЛЬ (Росія) має одинадцятирічний досвід виробництва рулонних матеріалів, що використовуються при монтажі плоских покрівель для промислових і багатопверхових житлових будинків. Не так давно компанія істотно розширила асортимент своєї продукції і тепер пропонує на ринку одну зі своїх нових марок – гнучку черепицю *SHINGLAS*. Виробництво цього матеріалу ведеться на одному із заводів

ТехноНІКОЛЬ в Литві – на сучасному обладнанні з використанням високоякісних матеріалів. Компанія пред'являє найвищі вимоги до всіх складових черепиці (бітуму, базальтової крихти, склополотну) і в цілому до технічних особливостей будови матеріалу, враховуючи кліматичну специфіку російських регіонів, при цьому не забуваючи про естетичні смаки та потреби кінцевого споживача, що вигідно вирізняє черепицю *SHINGLAS* величезною різноманітністю форм і забарвлень, здатних задовольнити навіть найвишуканіші смаки і незвичайні дизайнерські рішення. Сьогодні ТехноНІКОЛЬ має значні виробничі потужності і продовжує інвестувати великі кошти у виробництво, що говорить про високу якість бітумної черепиці *ТЕХНОНІКОЛЬ*. Термін служби гнучкою черепиці *SHINGLAS* без змін її характеристик складає більше 50 років, а офіційна гарантія виробника на деякі види черепиці досягає 25 років. Такий тривалий гарантійний термін зайвий раз підтверджує впевненість компанії ТехноНІКОЛЬ в якості своєї продукції.

Бітумна черепиця *Katopal (RUFLEX)* виготовляється у Фінляндії на заводі *КАТЕПАЛ ОУ*, заснованому в 1949 році, який випускає широкий асортимент покрівельних і гідроізоляційних матеріалів і є провідним виробником покрівельної продукції у Фінляндії. Багаторічний досвід роботи та сучасні технології забезпечують стабільну найвищу якість продукції. Покрівельна плитка *Katopal* використовується для покриття дахів з ухилом від одинадцяти до дев'яноста градусів.

Бітумна черепиця *KERABIT* виробляються з СБС-модифікованого бітуму, відповідно до європейського стандарту *EN 544*; на сучасному обладнанні з використанням високоякісної сировини від провідних світових постачальників Фінським концерном *LEMMINKAINEN*, який з моменту свого заснування в 1910 році, удосконалював технології в будівництві і виробництві матеріалів; виходячи з практики їх застосування на своїх будівельних об'єктах. У липні 2008 року концерн *LEMMINKAINEN* почав випуск нової бітумної черепиці; технологія виробництва якої відрізняється від традиційної. Замість кварцового піску, який використовувався у виробничому процесі, на зворотну поверхню черепиці почали наплавляти захисну *HDPE*-плівку, що дало не тільки значні переваги цього матеріалу (*HDPE*-плівка є додатковою гідроізоляцією), але і дозволило зменшити вагу 1 кв.м. черепиці до 7 кг, на відміну від 8 і більше в інших виробників.

Крім пересічної бітумної черепиці, яка випускається в трьох геометричних формах: хвилеподібній, у вигляді сот і у вигляді зигзагоподібних прямокутників і широкій колірній гамі, покрівельна система KERABIT включає в себе конькову черепицю, карнизні смуги, ендонний і підкладковий килими, спеціальний бітумний клей, елементи вентиляції та інші комплектуючі. Бездоганна репутація і висока якість продукції KERABIT, що забезпечує тривалий термін служби покрівлі, підтверджується наданням письмової гарантії виробника на 25 років.

Компанія IKO Sales International, що почала з 1954 року виробництво бітумної черепиці в Канаді, вже багато років займає лідируюче місце на ринку виробництва якісних гідроізоляційних покриттів. Головним критерієм для компанії є випуск продукції гідної якості за конкурентоспроможною ціною. При виробництві бітумної черепиці IKO використовується окислений бітум, на який з двох боків наноситься скловолокно. Гранули для покриття черепиці виробляються з натурального каменю, обробленого надмірними барвниками, на власних заводах IKO в США. Використання в процесі виробництва більш насиченого бітуму, додає цьому матеріалу більшу вагу, ніж в аналогічних виробників бітумної черепиці (1 кв.м. гонтів важить від 9,4 до 17, 6 кг.), що визначає більш високий ступінь вогнестійкості, низький ступінь ковзання, дозволяє надавати велике навантаження на покрівлю, зберігаючи при цьому експлуатаційні властивості матеріалу. Велика колірна гамма і велика різноманітність геометричних форм, представлених більш ніж в 60 варіантах, вигідно відрізняють черепицю IKO серед інших виробників бітумної черепиці.

Висновок. Бітумна черепиця продається у вигляді невеликих плоских листів з фігурними вирізами по краю. Гнучка черепиця виготовляється зі просоченого бітумом склополотна або повсті (органічної целюлози), яка служить для з'єднання двох шарів бітуму з полімерними добавками. Така конструкція робить м'яку черепицю пластичною, міцною, стійкою до деформації.

Базальтовий гранулят або мінеральна крихта забарвлення і захист від зовнішнього впливу. М'яка черепиця важить в чотири рази менше керамічної або цементно-піщаної.

1. Кривенко П.В. Будівельні матеріали. – К.: Вища шк. 1993.

2. Микитчук В. Практичні поради по виробництву будівельних матеріалів: Довід. вид./ Василь Микитчук, - К.: Урожай, 1992. - 159с.

УДК 620.91

СЬОГОДЕННЯ ТА МАЙБУТНЄ СОЛЯЧНОЇ ЕНЕРГЕТИКИ В УКРАЇНІ

НАСТОЯЩЕЕ И БУДУЩЕЕ СОЛНЕЧНОЙ ЭНЕРГЕТИКИ В УКРАИНЕ

PRESENT AND FUTURE OF SOLAR ENERGY IN UKRAINE

І. О. Парфентьева, к.т.н., доц., Т. Г. Михальчук, ст. гр. БДН-21 (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

И. А. Парфентьева, к.т. н., доцент, Т. Г. Михальчук, ст. группы БДН-21 (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

I.O Parfenteva, candidate of technical, T.G. Mikhanchuk, a student group BDN-21 (Lutsk State Technical University, Luck)

Розглянуті питання розвитку сонячної енергетики, як одного з видів альтернативних джерел енергії в Україні

Рассмотрены вопросы развития солнечной энергетики, как одного из видов альтернативных источников энергии в Украине

The questions of solar energy as one of the types of alternative energy sources in Ukraine

На даний час людство активно впроваджує нові екологічно чисті джерела енергії. Перший бурхливий перехід на нові джерела енергії відбувся з 1890 року по 1910 рік. В даний час людство знову переживає черговий етап переходу на нові відновлювальні джерела енергії, який почався в 1990 році і, за прогнозами вчених, продовжуватиметься до 2020 року.

Енергетична безпека для нашої держави завжди є досить актуальною. На даний час широко пропонують переходити на власні джерела енергії, адже залежність економіки від закордонних нафти та газу є доволі небезпечним фактором. З іншого боку, традиційні джерела видобутку енергії не виправдовують себе.

Запасів вугілля в Україні наче й достатньо, але кожного року його стає все менше, а якість – все нижча. Гідроелектростанції призводять до вимирання риби. А про можливі наслідки збоїв на атомних електростанціях краще взагалі не думати. Так і живемо, кожен день сплачуючи все більше за освітлення та обігрів наших домівок.

Варто зауважити, що "Енергетичною стратегією України до 2030 року" передбачається зниження частки імпортованих первинних енергоресурсів в паливно-енергетичному балансі країни більш ніж на 40%. Такі показники повинні бути досягнуті в основному шляхом застосування заходів структурного та технологічного енергозбереження, зменшення споживання природного газу більш ніж на 30%, а також використанням потенціалу поновлюваних джерел енергії, яких України має в достатній кількості.

На сьогодні в Україні діє досить потужна правова база, що регулює розвиток альтернативної енергетики. Згідно з даними Інституту відновлюваної енергетики НАН України, у сфері відновлюваної енергетики в нашій країні розроблені і знаходяться в стадії впровадження 48 нормативних документів, у тому числі:

- у сфері вітроенергетики – 38;
- у сфері сонячної енергетики – 5;
- у сфері біоенергетики – 1;
- у сфері геотермальної енергетики – 1;
- в сфері використання енергії навколишнього середовища – 2;
- у сфері малої гідроенергетики – 1.

Основними законами, які регулюють правовідносини у сфері альтернативної енергетики, є Закон України "Про альтернативні джерела енергії", прийнятий Верховною Радою України 20 лютого 2003 року. 26 вересня 2008 Верховна Рада України прийняла Закон про "зелені тарифи" на електричну та теплову енергію, а 17 лютого 2009 року – Закон про внесення змін до деяких законодавчих актів України з питань оподаткування щодо стимулювання використання альтернативних джерел енергії та видів палива.

Основними ж і найбільш ефективними напрямками відновлюваної енергетики є геліоенергетика, вітроенергетика, біоенергетика, гідроенергетика, геотермальна енергетика.

Сонячна енергія упевнено завойовує стійкі позиції в світовій енергетиці. Привабливість сонячної енергетики обумовлена кількома обставинами:

- сонячна енергія доступна в кожній точці нашої планети, розрізняючись по щільності потоку сонячного випромінювання не більше ніж в два рази. Тому вона приваблива для всіх країн, відповідаючи їх інтересам в напрямку енергетичної незалежності;
- сонячна радіація - це екологічно чисте джерело енергії, що дозволяє використовувати його у все більш зростаючих масштабах без негативного впливу на довкілля;
- сонячне випромінювання – це практично невичерпне джерело енергії, яке буде доступне через мільйони років.

Для оцінки можливостей сонячної енергетики об'єктивно вважають, що щільність потоку сонячної радіації поза атмосферою Землі рівна $1,4 \text{ кВт/м}^2$, а над океаном на екваторі опівдні значення сонячної радіації складає 1 кВт/м^2 . Загальна потужність сонячної радіації, що перехоплюється нашою планетою, складає $1,7 \times 10^{14} \text{ кВт}$. Це колосальна потужність, що приблизно в 500 разів перевищує граничні та навряд чи досяжні потреби людської цивілізації.

Якщо оцінити всю сонячну енергію, яку наша планета отримує за один рік, то вона складе $10^{18} \text{ кВт} \times \text{год}$, що приблизно в 10 разів більше енергії від всіх розвіданих та нерозвіданих викопних палив, включаючи і речовини, що розщеплюються. Із загальної кількості сонячного тепла, що поступає на Землю, сонячної радіації близько 30% негайно відбивається в космос у вигляді короткохвильового випромінювання, 47% адсорбується атмосферою, поверхнею планети (сушею і океаном) та перетворюється на тепло, яке переважно розсіюється в космосі у вигляді інфрачервоного випромінювання, інші 23% залучаються до процесів випаровування, конвекції, осаду та кругообігу води в природі.

Невелика частина, близько 0,2%, йде на утворення потоків в океані та атмосфері, включаючи океанські хвилі. І лише 0,02% захоплюється хлорофілом зелених рослин і підтримує життя на нашій планеті. Мала доля від цих 0,02% забезпечила мільйони років назад накопичення на Землі запасів викопного палива.

Основними напрямками використання сонячної енергії вважаються:

- здобуття тепла шляхом абсорбції прямого сонячного випромінювання;
- перетворення сонячної радіації на електричну енергію.

Отримання тепла шляхом прямої абсорбції сонячного випромінювання являє собою найбільш простий, з боку технічної реалізації, спосіб використання сонячної енергії. Тепло, отримане в результаті прямої абсорбції сонячної радіації, використовується для нагрівання води, обігріву приміщень, охолодження приміщень, сушіння матеріалів та продуктів сільськогосподарського виробництва.

Великий практичний інтерес до обігріву приміщень та отримання гарячої води, за рахунок сонячної радіації, обумовлений тим, що в промислово розвинуті країни близько 30-40% виробленої енергії споживається на так зване низькотемпературне нагрівання ($<100^\circ\text{C}$).

Отримання такого низькотемпературного тепла можна здійснити за допомогою плоских та вакуумних сонячних колекторів (трубчастих), що працюють за принципом тепличного ефекту. Фізична суть цього ефекту полягає в тому, що сонячне випромінювання, падаюче на поверхню плоского чи вакуумного сонячних колекторів, який прозорий для сонячних променів, практично без втрат проникає всередину та, потрапляючи на теплоприймач сонячного колектора нагріває його, а процес розсіювання теплової енергії теплоприймача в сонячному колекторі мінімізований.

Оскільки основна інтенсивність сонячного випромінювання в наземних умовах знаходиться в спектральному інтервалі 0,4...1,8 мкм, то як прозорий верхній шар використовується звичайне скло, що має коефіцієнт пропускання в цьому спектральному діапазоні до 95%. Розташований в нижній частині сонячного колектора (плаский) або всередині трубки (вакуумний) теплоприймач є абсорбуючим покриттям з коефіцієнтом поглинання сонячного випромінювання до 82...92%.

Поглинаючи пряме сонячне випромінювання, це абсорбуюче покриття може нагріватися залежно від потужності падаючого сонячного випромінювання до 50...90°C. Нагріте до таких температур тіло випромінює теплову енергію, основна потужність якого знаходиться в інфрачервоному діапазоні.

Для сонячного колектора основною технічною характеристикою є об'єм води, нагрітої до заданої температури протягом світлового дня квадратним метром. Цей параметр залежить від пори року та географічного положення місця, в якому встановлюються геліоколектори. Ефективність сонячного колектора залежить від характеристик селективно-поглинаючого покриття, яке володіє властивістю добре поглинати видиму частину сонячного спектру та практично не випромінювати в інфрачервоної області спектру.

Селективні покриття є одним з наукоємких елементів в конструкції геліоколектора.

Одним з основних економічних показників сонячного колектора, поряд з його вартістю, є надійність та довговічність. Термін служби сонячного колектора складає не менше 10 років.

Сонячні колектори виготовляються з доступних матеріалів: сталь, мідь, алюміній і т.д., тобто без застосування дефіцитного і дорогого кремнію. Це дозволяє значно скоротити вартість устаткування, і отриманої на ньому енергії.

Сонячні теплові колектори Інформаційним управлінням з енергетики США підрозділяються на низько-, середньо-, і високотемпературні колектори. Низькотемпературні колекціонери є плоскими плитами і звичайно використовується для підігріву плавальних басейнів. Середньотемпературні колектори також, як правило, плоскі плити, але використовуються для підігріву води для житлового та комерційного використання. Високотемпературні колектори концентрують сонячні промені за допомогою дзеркал і лінз і, як правило, використовуються для виробництва електроенергії.

На території України енергія сонячної радіації за один середньорічний світловий день складає в середньому 4 кВт за годину на 1 м² (у літні дні – до 6 – 6,5 кВт на годину) тобто близько 1,5 тисячі кВт на годину за рік на кожен квадратний метр. Це приблизно стільки ж, скільки в середній Європі, де використання сонячної енергії носить досить широкий характер. Вся територія України придатна для розвитку систем теплопостачання з

використанням сонячної енергії. Найбільш перспективними регіоном країни для розвитку сонячної енергетики є Кримський півострів.

Потенціал сонячної енергетики в регіоні, за усередненими оцінками, становить близько 1400кВт год/кв.м, що відповідає рівню тих країн, які сьогодні активно використовують сонячну енергію.

За оцінками українських експертів у сфері сонячної енергетики, найбільш ефективним є розміщення геліоустановок на Південному березі Криму, при цьому найбільш сприятливий період їх роботи – квітень-жовтень, коли переважає ясна погода, а добова сумарна радіація становить 13,2...32,5 мДж/м².

У грудні 2011 року, австрійська компанія Activ Solar завершила будівництво в Криму останньої, п'ятої, 20-мегаватної черги сонячного парку Перово, в результаті чого його сумарна встановлена потужність зросла до рекордних 100 МВт. Електроенергії, що виробляє ця електростанція, цілком достатньо для того, щоб задовольнити потреби міста Сімферополь.

розвиток альтернативної енергетики та технологій акумулювання енергії означає і зниження в перспективі частки централізованої великої енергетики, що, в свою чергу, означає автономізацію і незалежність населення та окремих підприємств від великих енергетичних компаній, а також підвищення надійності електропостачання.

На фоні цих тенденцій Україна з її зростаючою енергетичною залежністю від поставок енергоносіїв ззовні, постійним підвищенням цін на електроенергію, енергоємної національною економікою, просто зобов'язана приділяти величезну увагу розвитку альтернативної енергетики. А саме сонячна енергетика за більшістю прогнозованих оцінок, повинна стати основним способом отримання електроенергії.

1. Покровський М.І. Шляхи інтенсифікації розвитку нетрадиційних і відновлювальних джерел енергії в Україні//<http://www.ive.org.ua/05.htm>
2. Солнечные батареи, за и против / Н. П. Власюк // Радиоаматор. - 2010. - № 11. - С. 38-42.
3. Солнце и ветер, лед и вода : Проблемы энергетики / Б. Руденко // Наука и жизнь. - 2008. - № 8. - С. 58-61.
4. Стратегія енергозбереження в Україні аналітично-довідкові матеріали: У 2-х томах / Ред. В. А. Жовтянський, М. М. Кулик, Б. С. Стогній; НАН України, Ін-т газу НАН України, Ін-т загальної енергетики НАН України. - К. : Академперіодика, 2006 - Том 1 : Загальні засади енергозбереження / Анатолій Долінський, Ігор Карп, Юрій Корчевой та ін. - 2006. - 508 с.

УДК 539.03

РОЗРАХУНОК ОБОЛОНОК СКЛАДНОЇ ФОРМИ

РАСЧЕТ ОБОЛОЧЕК СЛОЖНОЙ ФОРМЫ

Пасічник Р.В., к.т.н., доцент, (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Пасічник Р.В., к.т.н., доцент, (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Виконано пружний розрахунок горизонтальної циліндричної бочки з еліпсоїдальними кришками що опираються на пару однакових жорстких лотків, які не приварені до бочки. Досліджено напружено-деформований стан і втрату стійкості резервуара, наповненого водою.

Выполнен упругий расчет горизонтальной цилиндрической бочки с эллипсоидальными крышками, опертymi на пару одинаковых жестких лотков, не приваренных к бочке. Исследовано напряженно-деформируемое состояние и потеря стойкости резервуара, наполненного водой.

Методика розрахунку базується на застосуванні нової схеми методу скінчених різниць – методу криволінійних сіток. Однією з основних переваг МКС в порівнянні з багатьма іншими методами є покращення швидкості збіжності рішень за рахунок виключення негативного ефекту жорстких зміщень. Крім цього, збірна оболонкова конструкція може розглядатися в цілому, без розділення її на окремі елементи. В зв'язку з чим виключається необхідність введення допоміжних рівнянь, що описують умови спряження елементів. При цьому в місцях з'єднання і на границях розрахункового фрагменту відсутні законтурні вузли, різниці співвідношення залишаються справедливими і в місцях злому серединної поверхні оболонки.

В якості вихідних прийнято рівняння класичної теорії тонких оболонок в інваріантній формі з врахуванням геометричної нелінійності і пластичності матеріалу. Геометрична нелінійність рівнянь зумовлена врахуванням змін кривини серединної поверхні в процесі навантаження і зміною орієнтації векторів внутрішніх зусиль і зовнішньої дії відносної системи координат, зв'язаної з серединною поверхнею недеформованої оболонки, а також врахуванням квадратного члена в виразах компонент-тензора мембранних деформацій. Врахування пластичності матеріалу полягає у використанні співвідношень теорії малих пружно-пластичних деформацій (деформаційна теорія). За допомогою метода продовження по параметру в поєднанні з

методом Ньютона-Кантаровича вирішення нелінійної задачі зводиться до вирішення послідовності лінеаризованих крайових задач. Для розв'язку системи скінченно різницевих рівнянь вибрано метод Гауса. Висока швидкість збіжності цифрових рішень, компактність побудови і універсальність – риси теоретичної основи які в кінцевому результаті визначають ефективність розрахункового процесу.

Об'єктами дослідження можуть бути:

- 1.) тонкі оболонки складної канонічної форми, в тому числі і збірні, з постійними або змінними геометричними параметрами. Елементи збірної оболонки можуть мати довільну аналітично задану форму, стик може бути як гладким, так і з зломом поверхні по лінії спряження;
- 2.) оболонки, підкріплені ребрами в одному або обох напрямках. Ребра приймаються в розрахунок дискретно і можуть бути центрально розміщеними відносно серединної поверхні оболонки;
- 3.) оболонки, ослаблені отворами або вирізані, контури яких співпадають з координатними лініями на поверхні;
- 4.) оболонки, що опираються на пружну основу.

Пружний розрахунок горизонтального циліндричного резервуара

В різних галузях промисловості для зберігання рідини широко використовуються тонкостінні горизонтальні резервуари, що опираються на два лотка. При цьому поблизу опор в резервуарі виникають колоподібні стискуючі напруження, які найбільші в двох зонах, а саме, в крайній верхній частині лотка і в крайній нижній частині. Вказані напруження в ряді випадків визначають конструкцію резервуара поблизу опор, а наявність стиснутої зони в неприкріпленому лотку не виключає можливості існування в цій зоні місцевого випучування.

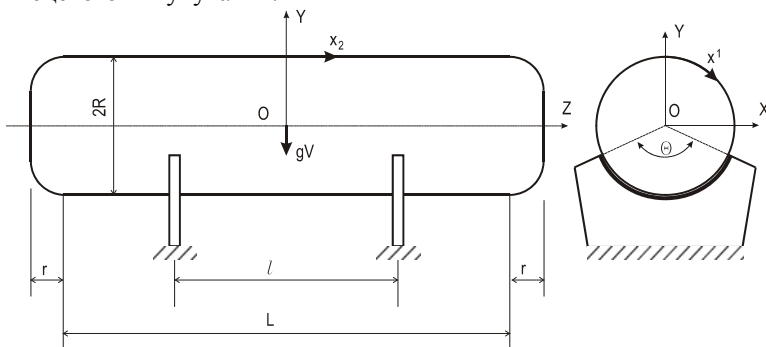


Рис 1. Розрахункова схема горизонтального циліндричного резервуара з еліптичними кришками

Виконано пружний розрахунок горизонтальної циліндричної бочки з еліпсоїдальними кришками що опираються на пару однакових жорстких

лотків, які не приварені до бочки. Досліджено напружено-деформований стан і втрату стійкості бочки, в зоні опор, наповненої водою.

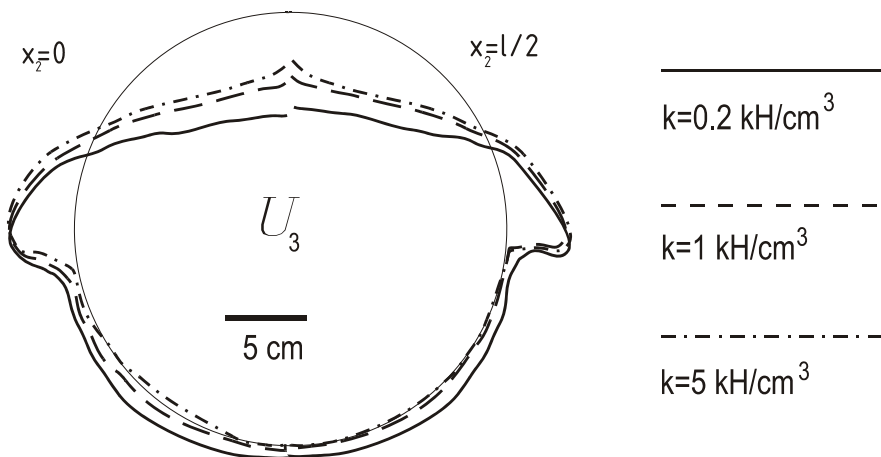


Рис.2. Епюра U_3

Внаслідок симетрії поверхні і завантаження бочка деформується симетрично відносно площин XOY , YOZ . Врахування симетрії геометрії та навантаження дозволяє при розрахунку обмежитися розглядом четвертини бочки.

1. Кэнтин Г. Смещения криволинейных конечных элементов как жесткого целого // Ракетная техника и космонавтика. – 1970. – Т.8, №7. – С. 1251-1255.
2. Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С. Пластины и оболочки. – М.: Наука, 1966. – 635 с.
3. Фондер Г. А., Клаф Р. В. Явное добавление смещений тела как жесткого целого в криволинейных конечных элементах // Ракетная техника и космонавтика. – 1973. – Т.3, №3. – С. 62-72.
4. Пасічник Р.В., Самольянов І.І. Згин однопорожнинного гіперболоїда. // Машинознавство. – 2000 р. – №6-7. – С. 22-27.
5. Самольянов І.І., Пасічник Р.В. Стійкість оболонок від'ємної гаусової кривини // Наукові нотатки. – Луцьк: Вид-во Луцького державного технічного університету. – 2000. – С. 229-240.
6. Рассказов О.О., Пасічник Р.В. Розрахунок грядирні на дію власної ваги. // Вісник Національного транспортного університету та Транспортної академії України. – К., 2002. – Випуск 7. – С. 450-453.
7. Пасічник Р.В. Розрахунок грядирні на стійкість.// Наукові нотатки ЛДТУ. – Луцьк, 2006. – Випуск 19. – С. 115 – 120.

УДК 624.012

ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ НОВИХ ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ НОВЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

EVALUATION OF NEW ENCLOSING CONSTRUCTIONS

О.А.Пахолок, к.т.н., доцент (Луцький національний технічний університет,
м. Луцьк)

О.Pakholyuk, Lutsk national technical university

Проводиться оцінка ефективності таких огороджувальних конструкцій як пінополістирольні блоки для зведення зовнішніх конструкцій за технологією „Термодом”, а також цементні плити AQUAPANEL Outdoor від фірми ДФ „Кнауф Маркетинг”.

Производится оценка эффективности следующих ограждающих конструкций: пенополистирольные блоки для возведения внешних конструкций по технологии „Термодом”, цементные плиты AQUAPANEL Outdoor фирмы „Кнауф Маркетинг”.

An assessment of the effectiveness of walling as polystyrene blocks for the construction of external structures on the "Thermohouse" and the cement slab AQUAPANEL Outdoor from company DB "Knauf Marketing."

Поряд з використанням традиційних технологій виконання огороджувальних конструкцій все частіше починають застосовувати новітні. Вони передбачають використання високотехнологічних матеріалів, які приходять на заміну цегляним конструкціям. До таких матеріалів відносяться пінополістирольні блоки для зведення зовнішніх конструкцій за технологією „Термодом”, а також цементні плити AQUAPANEL Outdoor від фірми ДФ „Кнауф Маркетинг”.

ТЕРМОДОМ – це будинок, стіни якого складені з порожнистих пінополістирольних блоків, залитих важким бетоном. Такі блоки називаються термоблоками і є по суті незмінною опалубкою. Набираючи міцність, бетон утворює монолітну конструкцію будівлі.

Полістирол, з якого зроблені термоблоки, – прекрасний утеплювач. 10 сантиметрів пінополістиролу за теплоізоляційними властивостями рівнозначні двом з половиною метрам бетону або 1,8 метра стандартної цегляної стіни. Це дозволяє знизити витрати матеріалів у 2...3 рази, затрати праці – більше ніж у 10...12 разів. Тонші, але тепліші стіни дозволяють збільшувати площу житла – стандартні 36 квадратних метрів в цегляному будинку перетворюються у пінополістирольному, при тих же зовнішніх розмірах, у 42 метри. Для будинків з пінополістиролу придатна будь-яка система опалювання, і кожна з них дозволить заощадити значні кошти.

Обігрів будівель з пінополістирольних блоків дозволяє знизити енерговитрати в 10...12 разів. Такі будівлі мають ефект термоса і здатні підтримувати задану температуру 2...3 доби із втратою 2...3 градусів.

Пінополістирол не гігроскопічний, тобто, не вбирає в себе воду. Техніка, яка зберігається в будівлях з цих блоків, не піддається корозії. Пінополістирол є абсолютно нейтральним матеріалом, що не виділяє ніяких шкідливих для людини і її оточення речовин, не підлягає розкладанню під впливом мікроорганізмів і не має обмеженого терміну придатності.

Термоблок ПСВ-С (марка 25-30) має розміри 250 x 1000 x 250. Товщина 5 см з кожного боку. Маса 800 гр.

- при товщині стіни 25 см коефіцієнт k складає 0,28 Вт/м² Ккал;
- маса одного квадратного метра стіни складає 360 кг
- на заливку 1 м² стіни витрата бетону: 0,12 м³.
- діючі норми кваліфікують ТЕРМОДОМ як будівлю 3 ступеню вогнестійкості і допускають вести будівництво до 5 поверхів.

AQUAPANEL — це новинка в асортиментній програмі KNAUF: продукція спільного підприємства KNAUF і USG, двох лідерів на ринку будівельних матеріалів для зовнішнього і внутрішнього застосування.

Aquapanel — один з елементів сухого будівництва. Це листовий матеріал, за розмірами, формою і способом застосування схожий з гіпсокартонним листом. Проте гіпсокартонні плити і цементні плити Aquapanel мають різну природу. Сердечник плити Aquapanel складається з легкого мінерального заповнювача і портландцементу, по суті це легкий бетон, армований склотканиною. Такий склад забезпечує плиті Aquapanel (на відміну від гіпсокартонної) стійкість до механічних впливів, вологи, гниття, шкідників, грибків, а також негорючість і тривалий термін експлуатації. При всьому цьому, хотілося б акцентувати увагу на головній перевазі плити Aquapanel — її вологостійкості. Навіть при повному зануренні у воду плита не набухає, не деформується, зберігає стабільно свої геометричні розміри і форму, завдяки чому є відмінною несучою основою для будь-якого типу декоративного оздоблення.

Таким чином, можна сміливо стверджувати: плити Aquarpanel — альтернатива традиційним матеріалам цегляної кладки і монолітним конструкціям для зовнішнього і внутрішнього застосування.

Плити для зовнішнього застосування отримали назву Aquarpanel Outdoor. Вони стійкі до перепадів температур, надійно протистоять негоді і механічним впливам, і можуть застосовуватися для вирішення найскладніших і нестандартних архітектурно-будівельних завдань.

Застосування плит Aquarpanel не вимагає тривалого часу на вистоювання і висихання, завдяки цьому підвищується швидкість робіт, а для готелів і баз відпочинку, де кожен день будівництва має значення, даний чинник дуже важливий. Плити Aquarpanel кріпляться на вертикальних стійках, для їх розкрою досить надрізати ножом склотканинну сітку, а потім просто надломити панель по місцю надрізу. Крім того, плити згинаються, що дозволяє застосовувати їх на криволінійних поверхнях. Даний чинник не тільки розширює творчі можливості архітектора, але і знижує ризик перелому матеріалу при транспортуванні і роботі.

Порівняльна вартість 1 м² стіни.

Таблиця 1. Стіна за технологією „Термодом”

№	Матеріали	Од.вим.	К-сть на 1 м ²	Ціна за од.	Ціна 1 м ²
1	Термоблок	шт.	4	21,50	86,00
2	Бетон, ПЗ В 15	м.куб.	0,128	316,80	40,55
3	Арматура, d-10	тн.	0,005	3099,00	15,50
Всього				142,05 грн.	

Таблиця 2. Цегляна стіна 51 см. (в дві цегли)

№	Матеріали	Од.вим.	К-сть на 1 м ²	Ціна за од.	Ціна 1 м ²
1	Цегла М-100	тис.шт.	0,208	810,00	168,48
2	Розчин, РК М150 П-8	м.куб.	0,185	222,00	41,07
3	Арматурна сітка для цегл. кладки	т.	0,005	4332,00	21,66
Всього				231,21 грн.	

Металокаркас в 1 ряд без повітряного зазору. Зовнішнє облицьовування - цементна плита AQUAPANEL Outdoor. Внутрішнє облицьовування - 2 ряди ГКЛ. Товщина ≈ 145мм, маса ≈ 45кг/кв.м, тепло ≈ 0,44 Вт/кв.м·К, звук ≈ 50 dB. Порівняння варіантів показує серйозну перевагу конструкцій, зведених за технологією „Термодом”.

Використання плит AQUAPANEL теж є доцільним, враховуючи незначну масу і передбачене технологією автоматичне утеплення конструкції.

Таблиця 3. Стіна за технологією „AQUAPANEL”

Матеріали	Ціна за од.	К-сть на 1 м ²	Ціна 1 м ²
1	2	3	4
Профіль напрямний Rannila U 100 x 50 x 1.2	22,06	0,70	15,44
Профіль стійковий Ranilla C 100 x 50 x 1.2	22,12	2,00	44,25
Звукоізоляційна стрічка70(2 ряди)	1,40	2,40	3,37
Дюбель 8/60	0,22	1,60	0,36
Цементна плита AQUAPANEL Outdoor 900 x 2400	110,16	1,00	110,16
Мембрана гідробар'єр Tyvek StuccoWrap	16,62	1,10	18,28
Саморіз AQUAPANEL Maxi Drill Point 3,9x39	0,39	15,00	5,92
Шпаклівка для швів Клебешпахтель (25кг)	2,65	0,70	1,86
Стрічка для швів зовнішня AQUAPANEL 10 см, 120 г/кв.м, 3,5 нитки/см	2,38	2,10	5,00
Клеючий і армуючий шар Клебешпахтель (25кг)	2,65	9,00	23,87
Армуюча склотканина зовнішня AQUAPANEL 100 см, 200 г/кв.м, 5x5мм	17,41	1,10	19,15
ГКЛ 12,5	8,10	1,00	8,10
Саморіз TN 35	0,03	17,00	0,43
Уніфлот	6,40	0,80	5,12
Паробар'єр	4,00	1,10	4,40
Ізоляційний матеріал Rockwool Superrock 100 мм	30,00	1,00	30,00
Всього	295,70 грн.		

1. Що таке TERMODOM. Технологія будівництва TERMODOM. Рекламний проспект ПП „Євробуд-плюс”. – Луцьк, 2006. 2. <http://www.cca.com.ua/termodom/faq>. 3. <http://termodom.kharkov.ua>. 4. <http://tet.lutsk.ua/p02.html>. 5. <http://www.sdip.gov.ua/ukr/help/competition/invention4/pids4/bestinv/bud>. 6. Цементні плити AQUAPANEL – свобода дизайну. Рекламний проспект ДФ „Кнауф Маркетинг”. – К, 2006. 7. AQUAPANEL – матеріал сьогодняшнього дня. Рекламний проспект ДФ „Кнауф Маркетинг”. – К, 2006. 8. Цементная плита AQUAPANEL – новое слово KNAUF в Украине. Рекламний проспект ДФ „Кнауф Маркетинг”. – К, 2006.

УДК 539.37

ДО ОСНОВНИХ ПОЛОЖЕНЬ МЕХАНИКИ РУЙНУВАННЯ БЕТОНУ ТА ЗАЛІЗОБЕТОНУ

К ОСНОВНЫМ ПОЛОЖЕНИЯМ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Ротко С.В., к.т.н., доцент, Зорук С.О., Москаленко О.В. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Досліджуються основні положення механіки руйнування бетону та залізобетону, основна характеристика лінійної механіки руйнування – критичний коефіцієнт інтенсивності напружень, основні принципи та положення, що визначають довговічність і механізми руйнування бетону.

Исследуются основные положения механики разрушения бетона и железобетона, основная характеристика линейной механики разрушения - критический коэффициент интенсивности напряжений, основные принципы и положения, которые определяют долговечность и механизмы разрушения бетона.

Актуальність дослідження. Довговічність бетонних і залізобетонних конструкцій необхідно оцінювати на стадіях їхнього проектування, виготовлення елементів і зведення залежно від умов експлуатації у будівлях і спорудах із різноманітними режимами теплових, корозійних і силових впливів. Проблема руйнування повинна стати центральною при вивченні опору залізобетону.

Основна частина. У структурі бетону ще до прикладання зовнішнього навантаження є велика кількість дефектів різного походження і різних розмірів. До того ж бетон і залізобетон є унікальними матеріалами, наявність тріщин у яких передбачено самою сутністю їх роботи під навантаженням; крім того, в них допускається розкриття тріщин на стадії експлуатації до відносно великих розмірів. Інакше кажучи, бетону та залізобетону без тріщин не буває, тому використання методів механіки руйнування при розрахунку конструкцій із цих матеріалів доцільне та виправдане.

Методи розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій ґрунтуються на теорії міцності бетону, а тому на неї орієнтуються при виборі його складу. Вважається, що правильно підібраний склад бетону лише за міцністю, з умови мінімальної витрати цементу, забезпечує безремонтний строк служби конструкцій будівель і споруд, встановлений вимогами будівельних нормативів.

Але це не так. Адже міцний - це ще не довговічний, а довговічний - це міцний (адже якщо розрахувати довговічність за заданими зовнішніми навантаженнями та впливами, то міцність, або несуча здатність, буде забезпечена однозначно). Міцність – варіантна, вона не здатна нести інформацію про довговічність бетону та конструкцій із нього. Тому не дивно, що широке застосування бетону і залізобетону в різних галузях промисловості, сільському будівництві, гідротехніці, меліорації, машинобудуванні без розрахункової оцінки термінів безремонтної експлуатації конструктивних елементів і без аналізу затрат на ремонти і відновлення при експлуатації є причиною певного негативного відношення до унікального матеріалу, що може набувати будь-якої форми, а також властивостей, що задаються на стадіях проектування і виготовлення.

А довговічність – це структура бетону, яку можна охарактеризувати критичним коефіцієнтом інтенсивності напружень – основною характеристикою лінійної механіки руйнування. Розрахунок конструкцій за довговічністю і її нормування – вимога часу. Задана довговічність повинна стати єдиною вимогою замовника до якості як залізобетонного виробу, так і всієї споруди в цілому.

Загальний випадок полів деформацій і напружень у вершині тріщини можна отримати шляхом накладання трьох основних типів деформацій. Перший тип пов'язаний із відривом (коли поверхні тріщини розходяться одна від одної у протилежних напрямках). Другий відповідає поперечному зсуву (при якому поверхні тріщини ковзають одна по одній). Третій тип пов'язаний із антиплоскою деформацією – поперечним зсувом.

При прикладанні зовнішнього навантаження на краях різних дефектів виникає концентрація напружень, яка є причиною складного напруженого стану у матеріалі.

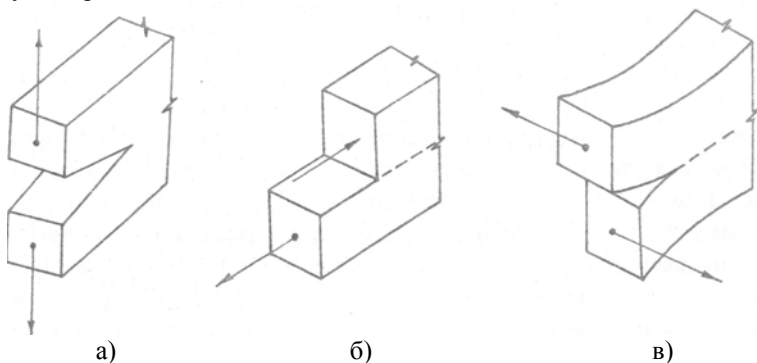


Рис. 1. Три основних типи деформацій у вершині тріщини: а - нормальний відрив; б - поперечний зсув; в - поздовжній зсув

Напруження у вістрі тріщини збільшуються по-різному, залежно від форми тріщини тіла та характеристики зовнішнього навантаження. Тому

визначають не самі напруження, а величину $\hat{E} = \lim_{s \rightarrow 0} \sigma_y \sqrt{s}$, де s – відстань

від вершини тріщини до деякої точки, де діють напруження σ_y . Величина K – коефіцієнт інтенсивності напружень (КІН), який є єдиним параметром, що визначає напружений стан кінцевої зони тріщин. Для трьох основних типів тріщин (рис. 1) коефіцієнти інтенсивності напружень позначають відповідно $\hat{E}_1, \hat{E}_{22}, \hat{E}_{222}$. Для задачі Гріфітса $\hat{E}_1 = \sigma \sqrt{\pi l}$, тобто зі збільшенням довжини тріщини інтенсивність напружень у кінцевій зоні зростає, тому ріст тріщини нестійкий.

У той момент, коли КІН досягає деякої критичної величини $K_C = const$, відбувається локальне руйнування матеріалу. Тобто рівність $K = K_C$ ($\hat{E}_1 = \hat{E}_{1C}$) є силовим критерієм локального руйнування, а величину K_C називають критичним КІН або в'язкістю руйнування.

Критичний коефіцієнт інтенсивності напружень характеризує напружений стан кінцевої зони тріщини у момент її зсуву або, іншими словами, опір матеріалу руйнуванню. Величина K_C вважається сталою матеріалу (на відміну від міцності) та основною характеристикою тріщиноустійкості.

За допомогою існуючих методів отримання експериментальних даних для визначення величини критичного КІН були виведені такі емпіричні формули:

$$K_{1C} = -0.015 + 0.01R_a + 0.133C/W + 0.006R_C - 0.080W_1 - 0.583K_{la}$$

$$K_{2C} = -0.250 + 0.015R_a + 1.445C/W + 0.070R_C - 0.126W_1 - 7.508K_{la}$$

тут R_a – міцність заповнювача;

C/W – цементно-водне відношення;

R_C – активність цементу;

W_1 – вологість бетону;

K_{la} – кількість крупного заповнювача на од. об'єму бетону.

Найменша зміна складу бетону веде до зміни значення K_C . На основі багаточисельних експериментальних даних можна схематизувати вплив різних технологічних факторів на величину K_C таким чином:

- K_C збільшується зі зменшенням міцності заповнювача, цементно-водного співвідношення, активності цементу, віку бетону, максимальної крупності важкого заповнювача;
- K_C зменшується зі збільшенням вологості бетону, крупності легкого заповнювача.

Величини K_{IC} , K_{IIC} пов'язані з міцністю бетону і максимальним діаметром крупного заповнювача d_{max} :

$$K_{IC} = mR_{bt}$$

$$K_{IIC} = mR_b$$

де m - коефіцієнт, що залежить від d_{max} (за табл. 1).

Таблиця 1

d_{max} , мм	m
20	0,12
30	0,15
40	0,17
60	0,19
80	0,20

Було проведено дослід із руйнування залізобетонної балки. При цьому виокремили кілька стадій напружено-деформованого стану (рис. 2).

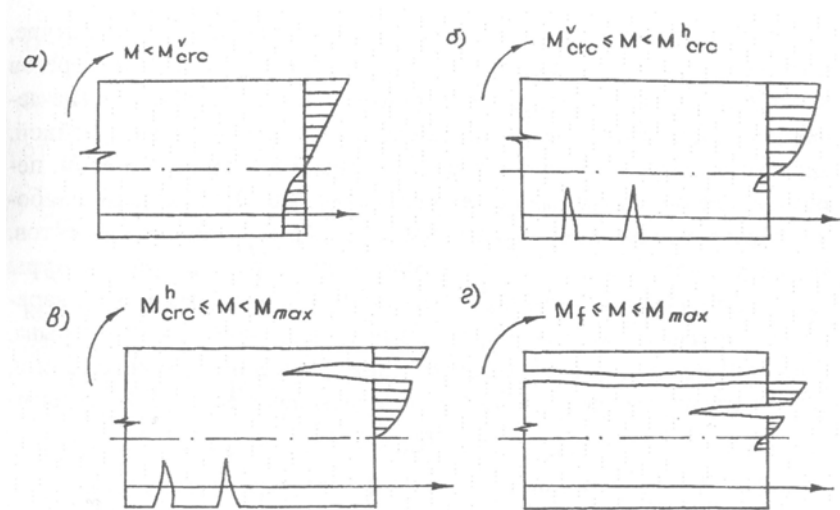


Рис. 2. Стадії напружено деформованого стану елемента, що працює на згинання: а) I стадія; б) II стадія; в) III стадія; г) IV стадія

Стадія I має місце до утворення відривних тріщин у розтягнутій частині перерізу.

Ця стадія покладена в основу розрухунку на виникнення відривних тріщин. Параметри стадії I:

$$\begin{aligned}\sigma_{bt} &< R_{bt} ; \\ M &= (0, 1-0, 2) M_{max} < M_{cre}^v ; \\ \ell_{cre}^v &= 0 ; \quad a_{cre}^v = 0 ; \\ \ell_{cre}^h &= 0 ; \quad a_{cre}^h = 0 ; \\ f &= 1/300 L .\end{aligned}$$

Стадія II настає із виникненням у бетоні розтягнутої зони перерізу відривних тріщин. Має місце до виникнення тріщин поперечного зсуву, тобто відривні тріщини вже є, а зсувних іще немає. Параметри стадії II:

$$\begin{aligned}\sigma_s &< R_s ; \quad \sigma_b < R_b \\ K_I^r &> K_{IC} ; \quad K_{II}^r < K_{IIc}\end{aligned}$$

$K_I^r < K_{IC}^{st}$; K_{IC}^{st} - критичний КІН арматурної сталі, у якій тріщин немає, як тільки вони з'являться – балка миттєво зруйнується;

$M_{cre}^v < M < M_{cre}^h$ (M_{cre}^h - момент утворення тріщин поперечного зсуву у стиснутій зоні перерізу);

$$\begin{aligned}\ell_{cre}^v &= (0, 8...0, 9) \ell_{cre}^{v,max} ; \\ a_{cre}^v &= (0, 1...0, 2) a_{cre}^{v,max} ; \\ f &= 1/200 L .\end{aligned}$$

Важливо, що відривні тріщини ростуть у довжину набагато швидше, ніж збільшується їхнє розкриття. Стадія II - основа розрахунку на утворення зсувних тріщин.

Стадія III починається із утворення тріщин зсуву у стиснутій зоні перерізу і закінчується моментом сприйняття перерізом максимального моменту від зовнішнього навантаження. Параметри стадії III:

$$\begin{aligned}\sigma_s &< R_s ; \quad \sigma_b < R_b \\ K_I^r &> K_{IC} ; \quad K_{II}^r < K_{IIc} ; \quad K_I^r < K_{IC}^{st} \\ M_{cre}^h &< M < M_{max} ; \\ \ell_{cre}^v &= \ell_{cre}^{v,max} ; \\ a_{cre}^v &= (0, 4...0, 5) a_{cre}^{v,max} ; \\ \ell_{cre}^h &= (0, 1...0, 2) \ell_{cre}^{h,max} ;\end{aligned}$$

$$a_{crc}^h = (0, 1 \dots 0, 3) a_{crc}^{h,max} ;$$

$$f = 1/200 L .$$

За стадією III розраховується максимальна несуча здатність перерізу.

Стадія IV характеризується довготривалим періодом руйнування залізобетонного елемента. Параметри стадії IV :

$$\sigma_s < R_s ;$$

$$M_f < M < M_{max} ;$$

$$\ell_{crc}^v = \ell_{crc}^{v,max} ; \quad a_{crc}^v = a_{crc}^{v,max}$$

$$\ell_{crc}^h = \ell_{crc}^{h,max} ; \quad a_{crc}^h = a_{crc}^{h,max}$$

На граничній стадії деформування у згинальному елементі розвиваються тріщини нормального відриву у розтягнутій частині перерізу; тріщини зсуву, паралельні повздовжній осі елемента у стиснутій частині перерізу; тріщини, нахилені до повздовжньої осі.

Прогнозування руйнування має на меті вирішити дві задачі:

1. Оцінити на стадії проектування конструкції час її служби за довговічністю використовуваних матеріалів при заданих умовах експлуатації або підібрати матеріали з визначеними якостями і конструктивні рішення елементів за умови заданого часу експлуатації споруд.
2. Встановити момент руйнування існуючої конструкції.

Адекватний прогноз довговічності конструкцій пов'язаний із кількісним аналізом процесу руйнування, коли враховується вплив технологічних, конструктивних і експлуатаційних факторів на кінетику розвитку мікро- і макротріщин або пошкоджень у структурі бетону.

Основні принципи та положення, що визначають довговічність і механізми руйнування бетону:

- усі пустоти в структурі бетону можуть розглядатися як тріщиноподібні дефекти;
- час є головною причиною руйнування, міцність конструкції повинна бути інтерпретована як величина, що обмежена часом її безпечної експлуатації;
- напружено-деформований стан конструкцій залежить від пошкоджень у структурних елементах бетону;
- ріст міцності бетону з часом практично не впливає на довговічність конструкцій;

- при довговічності матеріалів і конструкцій на стадії росту тріщин використовують поняття сумарної швидкості.

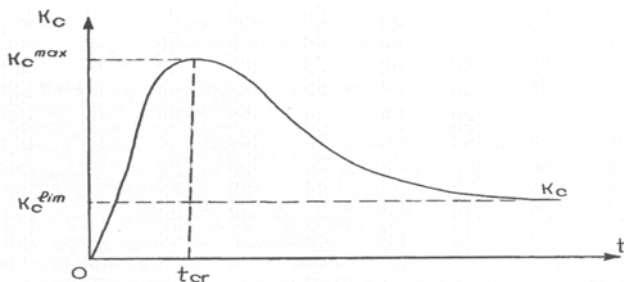


Рис. 3. Зміна тріщиностійкості бетону з часом

Довговічність необхідно розглядати як третій граничний стан, який визначається часовим відрізком, у межах якого в бетоні внаслідок теплових і корозійних процесів, а також механічних напружень сумарна характеристика структурних дефектів досягає критичної величини.

Довговічність бетону при зовнішніх впливах формується як стан експлуатаційної придатності, що характеризується якістьми тріщинуватості, в'язкості руйнування структури та оцінюється показниками критичної тріщиностійкості $K_{I(II)C}$.

Висновки/ Щоб створити надійну та довговічну споруду, треба знати, як вона буде руйнуватися і завчасно прийняти певні заходи. Щоб створити якісний матеріал, необхідно визначити, де будуть утворюватись дефекти у його структурі. Знаючи причини і характер руйнування бетону та залізобетону, можна створювати міцні та довговічні конструкції. Таким чином, проблема руйнування повинна стати центральною при вивченні опору залізобетону.

Основною характеристикою при розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій у наш час має стати параметр їх тріщиностійкості - інваріантна константа - критичний коефіцієнт інтенсивності напружень. Тобто, на зміну міцності, основній нормованій характеристиці бетону, прийде енергія, що витрачається на руйнування його структури.

К.А.Пирадов, К.А.Бисенов, К.У.Абдуллаев. Механіка руйнування бетону і залізобетону. – Алматы: Изд.центр ВАК РК МОН РК. - 2000.

УДК 539.3

ВИЗНАЧЕННЯ НДС ЦИЛІНДРИЧНИХ ОБОЛОНОК ЗА ДІЇ ЛОКАЛЬНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НДС ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК ПРИ ДЕЙСТВИИ ЛОКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

**Ротко С.В., к.т.н., доцент, Шваб'юк В.І., д.т.н., професор, Ротко В.О.,
аспірант** (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

**Ротко С.В., к.т.н., доцент, Швабюк В.И., д.т.н., профессор, Ротко В.А.,
аспирант** (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Одержано формули для радіальних переміщень серединної та внутрішньої поверхонь циліндричної оболонки за дії кільцевих зосереджених зусиль. Досліджено вплив деформацій поперечного зсуву та обтиснення на величину цих переміщень залежно від поперечної анізотропії оболонки.

Получены формулы для радиальных перемещений срединной и внутренней поверхности цилиндрической оболочки при действии кольцевых сосредоточенных усилий. Исследовано влияние деформаций поперечного сдвига и обжатия на величину этих перемещений в зависимости от поперечной анизотропии оболочки.

Formulas for radial displacement of median and inner surfaces of cylindrical shell at ring concentrated forces action were obtained. The effect of transversal shear and reduction deformations on the value of these displacements in dependence of transversal shell anisotropy were investigated.

Вступ. Задача згину циліндричних оболонок за дії локальних навантажень у постановці рівнянь класичної теорії оболонок Кірхгофа-Лява була розв'язана С.П.Тимошенком [1]. У постановці неklasичної теорії оболонок, що враховує деформацію поперечного зсуву, розв'язок даної задачі отримано у монографіях Б.Л.Пелеха [2] та В.В.Васильєва [3], а для випадку ортотропної оболонки - у роботі [4].

Постановка задачі. Розглядається згин циліндричної оболонки кільцевими зосередженими зусиллями P у перерізі, що знаходиться досить далеко від торців циліндра (рис.1). За розрахункові рівняння цієї задачі взято диференціальні рівняння моделі [5], які, крім деформації поперечного зсуву, враховують ще й деформацію поперечного обтиснення та ефект Пуассона:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} - 2g_0^2 \frac{d^2 w}{dx^2} + \lambda^4 w = 0;$$

$$K_x \frac{d^2 \tilde{w}_\tau}{dx^2} = 2 \frac{E_2 h}{R^2} w; \quad \frac{d^2 u}{dx^2} + \frac{\nu_{12}}{R} \frac{dw}{dx} = 0, \quad (1)$$

де $D_1 = \frac{2}{3} \tilde{E}_1 h^3$; $2g_0^2 = \tilde{\varepsilon} \lambda^4$; $\tilde{\varepsilon} = \varepsilon_x (1 - \nu^*)$; $\varepsilon_1 = \varepsilon_x - 0.4 A_1 h^2$;

$$\tilde{E}_1 = E_1 / (1 - \nu_{12} \nu_{21}); \quad \lambda^4 = 2E_2 h / (D_1 R^2); \quad \nu^* = \tilde{\nu}_{12} \frac{5 G_{13}}{6 E_2};$$

$$\tilde{\nu}_{12} = \nu_{12} (1 + \tilde{A}_2); \quad \tilde{w}_\tau = w_\tau - 0,5 A_1 h^2 \left(\frac{d^2 w}{dx^2} - \frac{6 E_2}{5 G'} \frac{w}{R^2} \right);$$

$$\tilde{A}_2 = A_2 - \nu_{12} A_1;$$

$$\lambda^4 = 2E_2 h / (D_1 R^2); \quad A_1 = (\nu_{31} + \nu_{21} \nu_{32}) (1 - \nu_{12} \nu_{21})^{-1}, \quad (1 \rightarrow 2).$$

Якщо довжина оболонки така, що впливом крайового ефекту можна знехтувати, то загальний розв'язок першого рівняння системи (1), праворуч від місця прикладання навантаження ($x > 0$), можна записати у вигляді:

при $g_0 < \lambda^2$

$$w = e^{-\alpha x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x); \quad (2)$$

при $g_0 > \lambda^2$

$$w = e^{-\alpha x} (C_1 \operatorname{ch} \beta x + C_2 \operatorname{sh} \beta x); \quad (3)$$

при $g_0 = \lambda^2$

$$w = C_1 e^{-\alpha x} + C_2 x e^{-\alpha x}; \quad (4)$$

де $\alpha = \sqrt{\frac{\lambda^2 + g_0^2}{2}}$; $\beta = \sqrt{\frac{\lambda^2 - g_0^2}{2}}$; C_1, C_2 – довільні сталі, що знаходяться з граничних умов на краях оболонки.

Методика дослідження. Для розв'язання цієї задачі необхідно вирішити допоміжну задачу про визначення напружено-деформованого стану півнескінченної циліндричної оболонки, навантаженої у перерізі $x = 0$ розподіленим згинальним моментом \dot{I}_0 та поперечною силою Q_0 (рис.2).

У подальшому, без зменшення загальності, використовується розв'язок (3), коли параметр $g_0^2 < \lambda^2$. Для більшої зручності його можна записати через фундаментальні функції типу функцій Крилова у вигляді

$$w = C_1 K_1(x) + C_2 K_2(x). \quad (5)$$

Тут $K_1(x) = e^{-\alpha x} \cos \beta x$, $K_2(x) = e^{-\alpha x} \sin \beta x$.

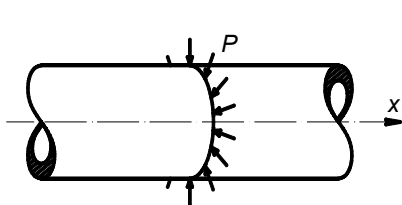


Рис.1. Схема навантаження оболонки

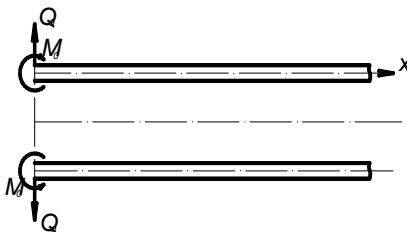


Рис.2. Схема навантаження оболонки у допоміжній задачі

При диференціюванні та інтегруванні таких функцій використано такі рекурентні формули:

$$\begin{aligned} K_1'(x) &= -\alpha K_1 - \beta K_2; & K_2'(x) &= -\alpha K_2 + \beta K_1; \\ K_1''(x) &= (\alpha^2 - \beta^2) K_1 + 2\alpha\beta K_2; & K_2''(x) &= (\alpha^2 - \beta^2) K_2 - 2\alpha\beta K_1; \\ K_1'''(x) &= \alpha(3\beta^2 - \alpha^2) K_1 - \beta(3\alpha^2 - \beta^2) K_2; \\ K_2'''(x) &= \alpha(3\beta^2 - \alpha^2) K_2 + \beta(3\alpha^2 - \beta^2) K_1; \\ (\alpha^2 + \beta^2) \int K_1(x) dx &= -\alpha K_1 + \beta K_2 + C; & (6) \\ (\alpha^2 + \beta^2) \int K_2(x) dx &= -\alpha K_2 - \beta K_1 + C. \end{aligned}$$

Функції $K_i(x)$ дорівнюють нулю на нескінченності, а при $x = 0$ приймають такі значення:

$$K_1(0) = 1; \quad K_2(0) = 0.$$

Для знаходження сталих C_1, C_2 використано граничні умови на завантаженому торці оболонки:

$$\dot{I}_x = \dot{I}_0; \quad Q_x = Q_0 \quad \text{при } x = 0. \quad (7)$$

Після підстановки значень згинального моменту \dot{I}_x та поперечної сили Q_x (за умови симетричності задачі), одержані граничні умови у переміщеннях (при $x = 0$):

$$\begin{aligned} \frac{d^2 \bar{w}}{dx^2} + \tilde{\nu}_{12} \frac{w}{R^2} &= -\frac{M_0}{D_1}; \\ \frac{d\tilde{w}_\tau}{dx} &= \frac{Q_0}{K_x}, \end{aligned} \quad (8)$$

де $\bar{w} = w - 0.8w_\tau + h^2w_2$; $\tilde{w}_\tau = w_\tau - h^2w_2$; $\tilde{\nu}_{12} = \nu_{12}(1 + \tilde{A}_2)$;

$$\tilde{A}_2 = A_2 - \nu_{12}A_1; \quad w_2 = \frac{A_1}{2} \left(\frac{d^2w}{dx^2} - \frac{6E_2}{5G'} \cdot \frac{w}{R^2} \right).$$

З другого рівняння системи (1), знайдено вираз для величини \tilde{w}_τ

$$\tilde{w}_\tau = \frac{D_1}{K_x} \left\{ C_1 \left[(\alpha^2 - \beta^2)K_1 - 2\alpha\beta K_2 \right] + C_2 \left[(\alpha^2 - \beta^2)K_2 + 2\alpha\beta K_1 \right] \right\} \quad (9)$$

Використавши вирази (5) та (9) та граничні умови (8), після певних перетворень одержано систему рівнянь для визначення сталих C_1, C_2

$$g_0^2 C_1 + 2\alpha\beta C_2 = \frac{M_0}{D_1}; \quad \alpha C_1 + \beta C_2 = -\frac{Q_0}{\lambda^2 D_1} \quad (10)$$

Розв'язуючи систему (10), одержано вирази для сталих C_1, C_2 :

$$C_1 = -\frac{M_0}{\lambda^2 D_1} - \frac{2\alpha Q_0}{\lambda^4 D_1}; \quad C_2 = \frac{\alpha M_0}{\beta \lambda^2 D_1} + \frac{g_0^2 Q_0}{\beta \lambda^4 D_1} \quad (11)$$

Таким чином, допоміжна задача розв'язана. Вираз для радіального переміщення середньої поверхні оболонки записується у вигляді

$$w = -\frac{K_1(x)}{D_1 \lambda^4} (\lambda^2 M_0 + 2\alpha Q_0) + \frac{K_2(x)}{\beta D_1 \lambda^4} (\alpha \lambda^2 M_0 + g_0^2 Q_0) \quad (12)$$

Для того, щоб знайти напружено-деформований стан оболонки, навантаженої кільцевими зосередженими зусиллями P , достатньо застосувати одержані розв'язки для кожної із половин циліндричної

оболонки (при цьому вважаючи її досить довгою). У такому випадку величина $Q_0 = -P/2$, а величину згинального моменту M_0 у перерізі $x = 0$ визначється із граничних умов жорсткого закріплення оболонки:

$$u = \gamma_x = w = 0, \quad (13)$$

У переміщеннях w, \tilde{w}_τ ця умова має вигляд

$$\frac{dw}{dx} = \frac{4}{5} \frac{d\tilde{w}_\tau}{dx} \quad \text{при } x = 0. \quad (14)$$

Використовуючи рівність (12) і другу умову (8), одержано

$$\alpha C_1 - \beta C_2 = \frac{4}{5} \frac{P}{K_x}. \quad (15)$$

Після підстановки в умову (15) значень сталих C_1, C_2 зі співвідношень (11) одержано величину згинального моменту M_0 у перерізі $x = 0$

$$M_0 = \frac{P}{4\alpha} \left(1 - \tilde{\nu}_{12} \lambda^2 h^2 / 3 \right). \quad (16)$$

Таким чином, переміщення серединної поверхні оболонки, навантаженої кільцевими зосередженими зусиллями P , можна записати у вигляді

$$w = \frac{Pe^{-\alpha x}}{4D_1\alpha\lambda^4} \left(\lambda^2 \left(1 + \tilde{\nu}_{12} \lambda^2 h^2 / 3 \right) + 2g_0^2 \right) \cos \beta x + \frac{Pe^{-\alpha x}}{4\beta D_1\lambda^4} \left(\lambda^2 \left(1 - \tilde{\nu}_{12} \lambda^2 h^2 / 3 \right) - 2g_0^2 \right) \sin \beta x. \quad (17)$$

Поклавши у формулі (17) $g_0^2 = \tilde{\nu}_{12} = 0$; $\alpha = \beta = \lambda / \sqrt{2}$, одержимо результат С.П.Тимошенка [1] для класичної теорії оболонок. Випадок $g_0^2 \neq 0$ відповідає некласичній теорії типу Тимошенка [2,3]. Максимальний прогин серединної поверхні в оболонці W_0 припадає вздовж лінії дії зосереджених зусиль P . Його значення визначається з формули (17)

$$w_0 = \frac{PR^2}{8E_2\alpha h} \left(\lambda^2 \left(1 + \tilde{\nu}_{12} \lambda^2 h^2 / 3 \right) + 2g_0^2 \right) \quad (18)$$

Формули (17), (18) визначають переміщення серединної поверхні оболонки. Разом з тим, на основі рівнянь даної моделі існує можливість визначення переміщень зовнішніх поверхонь оболонки $W(\pm h)$. Знайти

переміщення безпосередньо у місці прикладання навантаження можна, якщо представити зусилля P через дельта- функцію, яка є невизначеною у точці прикладання.

Переміщення внутрішньої поверхні оболонки $W(-h)$ на основі формул [5] буде дорівнювати

$$W(-h) = w(x) + (A_1 \varepsilon_x + A_2 \varepsilon_\varphi) h - 0.5 A_1 \kappa_x^T h^2, \quad (19)$$

$$\text{де } \varepsilon_x = -\nu_{12} \frac{w}{R}; \quad \varepsilon_\varphi = \frac{w}{R}; \quad \kappa_x^T = -\left(\frac{d^2 w}{dx^2} - \frac{6 E_2}{5 G_{13}} \frac{w}{R^2} \right).$$

Після підстановки у формулу (19) значень відповідних параметрів, одержано вираз для переміщення внутрішньої поверхні оболонки $W(-h)$ через переміщення серединної поверхні оболонки $w(x)$:

$$W(x, -h) = \left(1 + \tilde{A}_2 \frac{h}{R} - \frac{3 A_1 E_2 h^2}{5 G_{13} R^2} \right) w(x) + \frac{1}{2} A_1 h^2 \frac{d^2 w}{dx^2}. \quad (20)$$

Застосовуючи до формули (20) розв'язок (17), шляхом нескладних перетворень, отримано розрахункову формулу для переміщення внутрішньої поверхні оболонки в перерізі $x = 0$

$$W(-h) = \frac{PR^2}{8E_2 \alpha h} \left(\lambda^2 \left(1 + \frac{1}{3} \tilde{\nu}_{12} \lambda^2 h^2 \right) + 2g_0^2 \right) \left(1 + \tilde{A}_2 \frac{h}{R} - \frac{3A_1 E_2 h^2}{10 G_{13} R^2} \right) - \frac{A_1 PR^2}{16E_2 \beta h} \left(\lambda^2 \left(1 - \tilde{\nu}_{12} \lambda^2 h^2 / 3 \right) - 2g_0^2 \right) \sqrt{\lambda^4 h^4 - g_0^4 h^4}. \quad (21)$$

Результати та їхній аналіз. Для дослідження впливу ефекту поперечного зсуву та ефекту Пуассона за формулами (18) та (21) обчислено значення відносного переміщення $\tilde{w} = w / w_{\tilde{e}\tilde{e}}$, $W(-h) / w_{\tilde{e}\tilde{e}}$ на серединній і внутрішній поверхнях циліндричної оболонки залежно від відносної товщини оболонки (h / R) та відношення модулів пружності E_2 / G_{13} , коли $\nu_{12} = \nu'' = 0.3$.

Дані розрахунків наведені в таблиці, де числа у знаменнику відповідають значенням переміщень внутрішньої поверхні оболонки. Прочерки в таблиці відповідають випадку, коли $\lambda^2 > g_0^2$. У другій колонці розміщені результати класичної теорії Кірхгофа-Лява, де $E_2 / G_{13} = 0$, $\tilde{\nu}_{12} = 0$.

Таблиця 1

Значення відносних переміщень \tilde{W} у перерізі за дії кільцевого навантаження

E_2 / G_{13}	0	2.6	10	20	40
$\frac{h}{R} = \frac{1}{5}$	1	$\frac{1,272}{1,284}$	$\frac{1,876}{1,934}$	$\frac{2,503}{-}$	$\frac{3,455}{-}$
$\frac{h}{R} = \frac{1}{10}$	1	$\frac{1,141}{1,141}$	$\frac{1,483}{1,497}$	$\frac{1,871}{1,900}$	$\frac{2,498}{-}$
$\frac{h}{R} = \frac{1}{20}$	1	$\frac{1,071}{1,070}$	$\frac{1,256}{1,259}$	$\frac{1,481}{1,488}$	$\frac{1,869}{1,884}$

З аналізу даних таблиці видно, що на переміщення в оболонці (у порівнянні із класичною теорією оболонок) дуже сильно впливає ефект деформації поперечного зсуву (E_2 / G_{13}). Особливо це стосується композитного матеріалу ($E_2 / G_{13} = 40$) для товстостінного циліндра ($h / R = 1 / 5$), де радіальні переміщення збільшуються майже у 3,5 рази. Вплив ефекту Пуассона (параметр $\tilde{\nu}_{12}$) та поперечного обтиснення на радіальні переміщення у даній задачі незначний, про що свідчать майже однакові значення радіальних переміщень на серединній та внутрішній поверхнях оболонки.

Висновки. Одержано розв'язок задачі про напружено - деформований стан циліндричної оболонки за дії кільцевих зосереджених зусиль, а також формули для радіальних переміщень серединної та внутрішньої поверхонь циліндричної оболонки. Досліджено вплив деформацій поперечного зсуву та обтиснення на величину цих переміщень залежно від поперечної анізотропії оболонки. Показано, що вплив поперечного обтиснення у цьому випадку є незначним, тоді як вплив поперечного зсуву веде до збільшення переміщень

у 2-3 рази при $\frac{h}{R} = \frac{1}{10} \div \frac{1}{20}$ для $E_2 / G_{13} = 20 \div 40$.

1. Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. - М.: Физматгиз, 1963. - 635с. 2. Пелех Б.Л. Теория оболочек с низкой сдвиговой жесткостью. - К.: Наукова думка, 1973. - 246 с. 3. Васильев В.В. Механика конструкций из композиционных материалов. - М.: Машиностроение, 1988. - 272 с. 4. Василенко А.Т., Урусова Г.П. Исследование влияния локальности нагружения на распределение напряжений в анизотропных оболочках вращения // Прикл. механика. – 2004. - Т. 40, № 2. - С. 114-119. 5. Шваб'юк В.І., Ротко С.В. Розрахунок ортотропної циліндричної оболонки в уточненій постановці // Наукові нотатки: Міжвузівський збірник. – Луцьк: Луцьк. держ. техн. ун-т, 2002. - Вип.11. - С. 284-288.

УДК 628.15

СУЧАСНІ КОНСТРУКЦІЇ ШТУЧНИХ ПЛАВАЛЬНИХ БАСЕЙНІВ

СОВРЕМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ШТУЧНЫХ ПЛАВАТЕЛЬНЫХ БАСЕЙНОВ

MODERN DESIGN ARTIFICIAL SWIMMING POOL

Синій С. В. к.т.н., доц., Сунак П. О. к.т.н., доц., Шостак А. В. к.т.н., доц.
(Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Синий С. В. к.т.н., доц., Сунак П. О. к.т.н., доц., Шостак А. В. к.т.н., доц.
(Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Synii S.V., candidate of technical sciences, assistant professor, Sunak P.O., candidate of technical sciences, assistant professor, Shostak A.V., candidate of technical sciences, assistant professor (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті розглянуто сучасні вітчизняні тенденції застосування конструкцій штучних плавальних басейнів у зв'язку з розвитком нових будівельних матеріалів та технологій.

В статье рассмотрены современные отечественные тенденции применения конструкций искусственных бассейнов в связи с развитием новых строительных материалов и технологий.

The article reviews current trends in the use of domestic construction of artificial swimming pools in connection with the development of new building materials and technologies.

Постановка проблеми. Однією з ознак благоустрою населених пунктів взагалі, громадських та житлових приміщень зокрема, підвищення добробуту та здоров'я населення є розвиток будівництва плавальних басейнів. А тому, важливим завданням для України є широке впровадження різноманітних типів конструкцій штучних плавальних басейнів.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. До складу сучасного штучного плавального басейну, як комплексу функціонально поєднаних

споруд і пристроїв, що забезпечують заданий технологічний режим, входять такі споруди [1-4]: ванна, станція обробки і подавання води, допоміжні приміщення і майданчики для спортсменів, відвідувачів та глядачів (лазні, сауни, солярії, майданчики зі спортивними тренажерами та для відпочинку, водоструменеві пристрої тощо), а також санітарно-технічне і спеціальне обладнання (санітарно-технічні вузли, душові, водоспади, протипотоки та хвилеутворювачі, пристрої водяних та повітряних струменів у ванні, системи підтримання мікроклімату приміщень, системи освітлення приміщень та підводного освітлення ванни, споруди і пристрої спортивного, лікувального та розважального характеру).

Слід відзначити, що призначення басейну (спортивний, оздоровчий, лікувальний чи комбінований) диктує вимоги до його форми, глибини, обладнання, складу і конструкції споруди.

За будівельними та конструктивними характеристиками басейни, як відомо, розділяють на два основні типи: криті і відкриті. Криті (зимові) експлуатують цілорічно. Відкриті бувають сезонні (літні) та цілорічні.

Постановка завдання. Розглянемо детальніше які ж матеріали і технології набувають поширення у сучасному вітчизняному будівництві штучних плавальних басейнів.

Основний матеріал досліджень. Конструктивне рішення зимових басейнів зумовлює значне збільшення витрат на їх будівництво, у порівнянні з літніми. Враховуючи місцеві кліматичні умови та доходи населення, найбільш швидкими темпами розвивається будівництво невеликих за об'ємом (10–60 м³) плавальних басейнів. Причому, переважна кількість критих басейнів влаштовується у громадських будівлях (лазні та сауни, готелі, санаторії та курорти, котеджі для відпочинку, спорткомплекси), де їх утримання забезпечується потоком відвідувачів, та порівняно дорогих приватних котеджах заможних верств населення. У конструкції будівлі ванну басейну традиційно розташовують на першому або цокольному поверсі, у підвалі. Переносні міні-басейни можна влаштовувати навіть на плоских дахах будівель, однак такі рішення, як і рішення басейна на мансардному поверсі не є типовими, а тому не поширені.

Найбільш поширеними для критих басейнів є традиційні прямокутні залізобетонні ванни рамної конструкції з ребристим дном, що опирається на колони чи поздовжні стіни.

Такі конструкції переважно влаштовуються з можливістю доступу до усіх частин ванни та розташуванням безпосередньо біля чи під нею санітарно-технічного обладнання системи водопостачання. Невеликі за розмірами ванни зимових та літніх басейнів часто виконуються монолітними. Серед

конструкцій ванн літніх басейнів переважають стаціонарні та збірні, мало поширені – надувні. Матеріал для збірних басейнів – бетон, метал (сталь, найчастіше – алюміній), дерево. Басейн може частково або повністю бути заглиблений у ґрунт.

За формою ванни у плані переважають басейни та спа прямокутні та круглі. Літні збірні можуть бути інших правильних геометричних форм (багатогранник, вісімка), спа – овальні.

Якщо басейни виконуються з використанням бетону, то форма ванни може відображати різноманітні криволінійні фігури, це стосується як відкритих, так і закритих басейнів. Застосування бетону для зведення ванни забезпечує використання місцевих матеріалів. Збірні відкриті басейни зручні у зведенні (зазвичай 3-6 год.) та обслуговуванні (завдяки доступності до блоків устаткування).

Якщо залізобетонні та цегляні ванни відкритих та закритих басейнів виконуються з вітчизняних матеріалів, то збірні (переносні) конструкції відкритих басейнів є закордонного виробництва, переважно німецькі (Grunbeck, MTS, Krulland), шведські (Folkpool), французькі (Aqualux) та інших європейських країн, а також США. Басейни спа також закордонного виробництва, переважно європейських країн.

Глибина літніх басейнів збірних конструкцій є постійна (1,2-1,5 м), а літніх стаціонарних – змінна, зимових – змінна (для купання – 1,2-1,8 м, спортивних – залежно від виду занять: плавання, водне поло, стрибки у воду з трамплінів тощо).

Якщо дозволяють розміри ванни, то разом з драбинками передбачається вхід в басейн римськими сходами. Дитячі басейни окремо будуються досить рідко (у дитячих закладах), зазвичай виділяється мілка зона басейну для дорослих (у лікувальних закладах, аквапарках).

Матеріалами, що виконують функцію гідроізоляції є такі: плівка з м'якого полівінілхлориду, ПВХ (товщиною 0,2-2 мм, при товщині від 0,6 мм – з кількох зварених тонких шарів); плівка зі зміцненого ПВХ (з ввареною між двома шарами плівки поліефірною тканиною, яка сприймає розтягувальні зусилля) попередньо просочена бактерицидним розчином; каучукова плівка (еластомір, на товсту основу якого наклеєно верхній шар з наскрізним голубим забарвленням) товщиною 1,4 мм; поліефірна плівка зміцнена скловолокном, яка при вкладанні на бетонну поверхню використовується у вигляді скловолокнистих матів (може бути різного наскрізного кольору). Як матеріали, що виконують гідроізоляційні функції, використовують також: епоксидну смолу, ущільнену скловолокном; сталь з електролітичним чи

гарячим оцинковуванням; анодований алюміній; леговану сталь і бетон (лицьовий).

Для оформлення поверхні залізобетонної, сталеві і алюмінієвої ванн (а не для утворення гідроізоляції) застосовуються покриття на таких штучних смолах як епоксидна, поліуретанова, нейлонова, поліефірна зі скловолоконистим прошарком. Цементні фарби дуже дешеві, набирають міцність у вологому середовищі, зручні для щорічного поновлення покриття ванни, бо не вимагають видалення старої фарби.

За технологією виготовлення поширені літні бетонні басейни монолітні, збірні та з вкладанням бетону набризком (методом торкретування, методом мокрого набризку). З внутрішньої сторони бетон затирають під фарбу. Також, для оформлення поверхні ванн використовують керамічну плитку, скломозаїку, що може помітно вплинути на вартість ванни.

Хоча при будівництві басейнів їх зазвичай розташовують у практично закритих від природного освітлення приміщеннях (це особливо характерно для малих басейнів до 30 м³ при саунах), однак набуває поширення тенденція до відкритості огорожувальних конструкцій приміщень з ванною басейну, переважно за рахунок влаштування зовнішніх стін як великих односторонньо прозорих віконно-дверних конструкцій зі скла та металопластику чи металу.

Висновки. Таким чином, розвиток будівництва штучних плавальних басейнів в Україні спирається на сучасні матеріали і технології для будівництва конструкцій. Однак, темпи розвитку є досить низькими і недостатніми для забезпечення відповідних потреб населення. Зведення конструкцій басейнів лише частково виконується з використанням вітчизняних матеріалів.

Тому, при існуючих умовах розвитку, переважає будівництво невеликих за об'ємом (10–60 м³) плавальних басейнів та поступова реконструкція (модернізація) більших басейнів. Найближчими перспективними заходами для покращення ситуації є будівництво у обласних центрах великих басейнів, особливо аквапарків (для збільшення пропускної здатності басейнів) та налагодження виробництва вітчизняної продукції (гідро-, теплоізоляційних матеріалів, обладнання для плавальних басейнів).

1. Майдалян Т.М. Правильный бассейн в доме и на участке / Т.М. Майдалян. – М: ООО «Дом XXI век», ООО «ИД РИПОЛ классик», 2007. – 181 с.
2. Основы проектирования частных плавательных бассейнов. Проспект Grunbesk Wasseraufbereitung GmbH (Німеччина). – 2010. – 15 с.
3. Насосы и установки для отвода стоков и оборудование для бассейнов. Каталог Wilo Pumpen-Perfektion (Німеччина). – 2012. – 98 с.
4. Каталог продукції фірми MTS produkte GmbH (Німеччина). – 2011. – 60 с.

УДК 628.15

СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ ТА ОБЛАДНАННЯ ОЧИЩЕННЯ ВОДИ ШТУЧНИХ ПЛАВАЛЬНИХ БАСЕЙНІВ

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ И ОБОРУДОВАНИЕ ОЧИСТКИ ВОДЫ ИСКУССТВЕННЫХ ПЛАВАТЕЛЬНЫХ БАСЕЙНОВ

MODERN TECHNOLOGY AND EQUIPMENT WATER TREATMENT OF ARTIFICIAL SWIMMING POOL

Синій С. В., к.т.н., доц., Шостак А. В., к.т.н., доц., Сунак П. О., к.т.н., доц.
(Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Синий С. В. к.т.н., доц., Шостак А. В., к.т.н., доц., Сунак П. О., к.т.н., доц.
(Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Synii S. V., candidate of technical sciences, assistant professor, Shostak A. V., candidate of technical sciences, assistant professor, Sunak P. O., candidate of technical sciences, assistant professor (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті розглянуто сучасні вітчизняні тенденції застосування технологій та обладнання очищення води при експлуатації штучних плавальних басейнів у зв'язку з поширенням нових матеріалів та технологій.

В статье рассмотрены современные отечественные тенденции применения технологий и оборудования очистки воды при эксплуатации искусственных плавательных бассейнов в связи с распространением новых материалов и технологий.

The article reviews current trends in the use of domestic technologies and equipment water purification in the operation of artificial swimming pools due to the proliferation of new materials and technologies.

Постановка проблеми. Однією з ознак сучасного розвитку експлуатації штучних плавальних басейнів є велика різноманітність застосовуваних матеріалів, обладнання та технологій.

А тому, важливим завданням для України є широке впровадження різноманітних способів очищення води штучних плавальних басейнів, що дозволить диференційовано враховувати вимоги різних споживачів послуг –

населення, громадських закладів (в т.ч. лікувальних, спортивних, розважальних).

Аналіз останніх досліджень та публікацій. До складу сучасного штучного плавального басейну, як комплексу функціонально поєднаних споруд і пристроїв, що забезпечують заданий технологічний режим, входять такі споруди та обладнання для очищення води [1, 2]: обладнання та пристрої ванни, станція обробки і подавання води, обладнання допоміжних приміщень і майданчиків, сантехнічне і спецобладнання. Призначення басейну диктує вимоги до його режиму експлуатації і системи водопостачання. Басейни криті (зимові) експлуатують цілорічно, відкриті – цілорічно чи сезонно (літні). Розрізняють басейни за сантехоблаштуванням залежно від характеру технологічного водопостачання, водного і теплотехнічного режиму.

Постановка завдання. Розглянемо детальніше які матеріали, обладнання і технології очищення води набувають поширення при сучасних вітчизняних умовах та вимогах до експлуатації штучних плавальних басейнів.

Основний матеріал досліджень. До складу обладнання для очищення і дезінфекції циркулюючої води, входять [1, 2, 4-8]: пристрої для видалення випадкових предметів і крупних забруднень (грубе очищення); пристрої для видалення високодисперсних домішок, які спричиняють мутність і колірність води (тонке очищення); установки знезараження води; реагентні установки (коагулювання, підлужування); циркуляційні насоси; установки підігрівання циркулюючої води; КВП і системи автомат-керування.

Попереднє очищення води. Великі забруднення та предмети, випадково залишені у ванні, затримуються решітками (металевими, пластмасовими), встановлюваними на випусках з ванни. Для вилучення з циркулюючої води більш дрібних забруднень (окалин, волосся тощо) на всмоктувальній лінії рециркуляційного трубопроводу безпосередньо за випусками з ванни встановлюють грубі фільтри з механічним або гідравлічним очищенням.

Коагулювання води. Забруднення води ванни грубо- та тонкодисперсними механічними домішками, колоїдально-розчиненими речовинами збільшують мутність і колірність води.

Для інтенсифікації процесів освітлення і знебарвлення циркулюючої води багатократним пропусканням її через водоочисні установки в плавальних басейнах застосовують коагулювання. Для прискорення процесу утворення осаду в коагульовану воду вводять різноманітні флокулянти. У плавбасейнах розчини реагентів (коагулянту, лугу, кислоти) вводяться спецпристроями, зазвичай однієї установки.

Освітлення і знебарвлення води. Очищення циркулюючої води плавбасейнів переважно виконується безвідстійним фільтруванням на скорих напірних фільтрах із зернистим завантаженням, для якого використовуються: кварцовий пісок, гравій, керамзит, антрацит, активоване вугілля, гранульований синтетик і пінопласт, тканини із штучних волокон з нанесеними на них матеріалами (кізельгур, штучна смола) тощо.

Фільтрувальна здатність завантаження напірних фільтрів відновлюється промиванням їх (до 15 хв) у висхідному протипотоці з води (і повітря). Середня розрахункова швидкість фільтрування на напірних фільтрах 25-30м/год.

Кількість напірних фільтрів рекомендується приймати не менше 2, для уникнення різкої зміни швидкостей фільтрування.

Аерування води. Аерування води відноситься до допоміжних методів покращення якості води. Воно сприяє циркуляції води у ванні, тобто рухові забруднень до випусків, рівномірному розподілу дезінфектанту по усьому об'єму води у ванні [1, 2, 4-8]. Інтенсивність подачі повітрорудками у ванну басейну стисненого повітря рекомендується 0,1 – 0,3 м³/год на 1 м³ об'єму води у ванні.

Повітря подається по пластмасових трубах зі швидкістю 15–20м/с, через отвори знизу труби діаметром 1.5 – 2,5 мм та швидкістю руху повітря в отворах 20 – 30 м/с. У системах гідромасажу спа аерування застовується окремо (airpool) або разом з водними струменями (turbopool).

Знезараження води. Існуючі методи дезінфекції води плавбасейнів: реагентні, безреагентні і комбіновані. Реагентні – хлорування, озонування, олігодинамія (обробка іонами срібла, міді та ін.), бромовання, йодування та ін. Безреагентні – обробка бактерицидними променями, ультразвуком та ін. Комбіновані – одночасно застосовуються два способи знезараження або два дезінфектанти, один з яких здатен на протязі тривалого часу зберігати свою активність у воді.

Коротка характеристика найпоширеніших сучасних методів дезінфекції води плавбасейнів наведена нижче.

Хлорування води. На сьогодні це найпоширеніший метод знезараження води, внаслідок його високої ефективності. Застосування газоподібного хлору або хлоромістких сполук, які вступають у реакцію з водою або з розчиненими у ній солями, призводить до загибелі мікроорганізмів та бактерій.

Знезараження води хлором або хлоромісткими препаратами виконується такими дозами, які б після повного окислення органічних речовин у воді забезпечили надлишок хлору, так званий залишковий хлор, який може бути присутнім у воді у вигляді вільного або зв'язаного активного хлору. Якщо вода басейну має рН=7,2, то у ній присутньо біля 60% активного хлору у вигляді хлорноватистої кислоти HOCl, а із збільшенням рН кількість HOCl зменшується, при рН=8,5 міститься всього біля 10% хлорноватистої кислоти (тобто, знезаражувальний ефект у 6 раз нижчий). При рН>7,8 знижується бактерицидний вплив хлору, збільшується мутність і колірність, можливе заростання труб і фільтрів.

Щоб забезпечити бактерицидний ефект хлору потрібно збільшувати його концентрацію, що призводить до подразнення слизової оболонки очей і носа. При рН<7,2 посилюються окислювальні процеси, виникає корозія, а при

подальшому збільшенні концентрації залишкового хлору – подразнення слизової оболонки очей. При $\text{pH} < 6,5$ вода стає такою агресивною, що починається посилена корозія в усій рециркуляційній системі.

При наявності у воді басейну аміаку, хлор вступає з ним в реакцію окислення більш активніше, ніж для утворення HOCl , тим самим знижуючи концентрацію HOCl . Зважаючи на вітчизняні нормативні вимоги, при хлоруванні води у системі зворотнього водопостачання басейнів концентрація залишкового хлору складає $0,3\text{--}0,8 \text{ мг/дм}^3$. При тривалій рециркуляції води спостерігається „звикання” бактерій, мікроорганізмів і навіть амеб до такої концентрації залишкового хлору.

Утворені стійкі форми можна знищити ударним хлоруванням води або комбінованим методом знезараження. Ударне хлорування води ($4\text{--}5 \text{ мг/м}^3$) знищує хлор-стійкі форми бактерій, знижує концентрації азотомістких сполук і збільшує вміст HOCl . Після ударного хлорування виконують дехлорування (реагентами із застосуванням установки для дехлорування), або призупиняють заняття у ванні до відновлення допустимої норми HOCl . Із хлор-газу з балона (промисловість випускає зріджений хлор-газ за ГОСТ 6718-68 густиною $2,147 \text{ кг/м}^3$) хлорний розчин води приготують у хлораторі установки для знезараження води, яка поступає у ванну басейна [6]. Для знезараження води можуть застосовуватись і інші сполуки хлору у вигляді газів (двоокис хлору та ін.), розчинів (гіпохлорит натрію та ін.), порошків, таблеток і гранул (гіпохлорит кальцію та ін.), що зумовлює велику різноманітність установок для хлорування води [2, 4-8].

Більшість типів установок лише хлорують воду, а окремі установки також здійснюють виготовлення хлоромістких препаратів із сировини, як наприклад, отримання гіпохлориту натрію із повареної солі NaCl в електролізній установці. Зберігання та експлуатація установок на хлор-газі вимагає підвищеної уваги до заходів з дотримання безпеки, а тому при реконструкції старих басейнів зазвичай переходять до установок на розчинах чи сухих сполуках хлору. Така ж тенденція характерна для господарств водоканалів населених пунктів.

Стабілізація дії активного хлору. Залишкова післядія (розкладання у воді) хлору складає близько 6–8 год. Збільшення тривалості збереження активного хлору у воді плавбасейну досягається додаванням у неї стабілізаторів хлору, особливо потрібних для відкритих басейнів, для сповільнення розкладання хлору у воді під дією сонячних променів і тепла.

Озонування води. Озоном знищуються бактерії, спори, віруси і руйнуються органічні речовини, розчинені у воді. Він не лише знезаражує, але й покращує фізичні та органолептичні властивості води – знеколірнення та дезодорацію.

Озон більш ефективний, ніж хлор при знищенні спор і руйнуванні оболонок одноклітинних мікроорганізмів, мікроводоростей і найпростіших. Для знищення водоростей достатньо дози озону $0,5\text{--}1 \text{ мг/дм}^3$. Зменшення

колірності води при озонуванні зростає з підвищенням рівня рН. Застосуванням озону покращується видалення з води заліза і марганцю, через затримання їх нерозчинних солей фільтруванням. Вода, оброблена озоном має гарний голубий відтінок, розчинені у ній мінеральні речовини не змінюють свого складу.

Озон не впливає на природні властивості води, а надлишок його у воді не погіршує її якості. При нормальній температурі озон самостійно дисоціює, особливо у воді. З підвищенням температури води розпад озону збільшується. Порівняно з хлоруванням озонування має ряд переваг: озон отримують на місці, в озонаторах (на відміну від привізного хлору); озон не викликає подразнень слизової оболонки очей і носа навіть при надлишковому його вмісті у воді.

Однак є і недоліки: велика вартість обладнання і самого процесу знезараження води, оскільки для отримання озону потрібна висока напруга і струм високої частоти; швидке розкладання озону з води (залишкова післядія – до 5 хв); мала гранично допустима концентрація озону у повітрі приміщення басейну, яка становить $0,001 \text{ мг/м}^3$ (озон вибухонебезпечний). Дозу озону в плавбасейнах вибирають з режиму роботи системи водообміну, вона коливається від 0,2 до 2 мг/дм^3 . Впровадження озонування води плавальних басейнів здійснюють фірми BWT (Австрія), Grunbeck, MTS (Німеччина), Aura (США) та ін.

Бактерицидне опромінення води. Знезараження води ультрафіолетовими (УФ) променями є чисто фізичним (безреагентним) методом. Бактерицидні промені знищують усі види бактерій, враховуючи спорів і хлорстійкі форми, не змінюючи смакові і хімічні властивості води. Обробка води УФ-променями на УФ-установках здійснюється значно швидше, ніж реагентами. Однак ефект знезараження знижується при збільшенні мутності води. УФ-установка містить герметичну камеру з УФ-лампю в кварцовому чохла, який омивається потоком води, що знезаражується.

УФ-установки можуть монтуватись паралельно, відповідно до заданої витрати оброблюваної води. Залишкова післядія після обробки води відсутня, тому УФ-установки застосовують в системі разом з іншими. До недоліків слід також віднести потребу в періодичній заміні ламп (ресурс близько 1500 – 2000 год). Широкий спектр УФ-знезаражувачів води системи Sterilight пропонується канадською компанією-виробником R-Cap.

Знезараження води іонами срібла. Результатами багатьох досліджень підтверджено ефективний бактерицидний вплив іонів срібла на більшість патогенних мікроорганізмів, а також і на віруси. Однак спороутворюючі різновиди мікроорганізмів практично майже нечутливі до срібла. Збагачення води іонами срібла може здійснюватись кількома способами: безпосереднім контактом води з поверхнею срібла (посріблені поверхні піску, каміння тощо), обробкою води розчином солей срібла, електролітичним методом. Найбільш розповсюдженим з них є електролітичний метод, який для

ефективного використання потребує доброї попередньої фільтрації оброблюваної води та жорсткого контролю її за рівнем рН (оптимальні межі 6,9–7,2). Спосіб знезараження води іонами срібла потребує дорогого реагенту (срібла), є складним для знезараження великих об'ємів води, тому застосовується переважно у невеликих приватних басейнах та спа.

Комбіновані методи знезараження води. Дані методи використовують як доповнюючі один одного. Наприклад, знезараження води УФ-променями часто поєднують із хлоруванням чи озонуванням. Відомі і ряд інших комбінованих методів, наприклад, знезараження води іонами срібла та озону. При спільному застосуванні УФ-опромінення та хлорування у 2–3 рази знижується витрата хлору і спрощується експлуатація хлораторної установки. УФ-установку в такій схемі розташовують після фільтрів, до вводу розчину хлору. У схемі, яка передбачає разом з озонуванням УФ-опромінення, озонатор розташовують перед фільтрувальною установкою.

Боротьба з цвітінням і обростанням. У плавбасейнах, особливо літніх, спостерігається цвітіння, ріст планктону і водоростей. Певний ефект створюється вибраним методом знезараження, а при потребі застосовується підмішування у воду додаткових реагентів, вибраних після аналізу конкретних забруднювальних факторів. Ці реагенти випускаються промислово, рекомендації до їх застосування подаються самостійно і у рекламній підтримці до методів знезараження води.

Для забезпечення заданого режиму водообміну басейнів використовується насосне обладнання та матеріали великої кількості виробників як вітчизняних так і закордонних: Wilo, Grunbeck, MTS, Zodiak-Kern, Bayrol, ProMinent, Kulland (Німеччина), BWT (Австрія), Aqualux (Франція), Folkpool (Швеція), Astral, Kripsol, Murgbarpools (Іспанія), Atlantik pools (Канада), Culligan (США). Визначальними чинниками при виборі матеріалу труб та арматури є агресивність транспортованого середовища і потреба зниження гідравлічних опорів, а тому перевага надається металопластику, сталі.

При експлуатації плавбасейну обов'язковим є контроль якості води. У сучасних умовах використовуються експрес-методи, які активно витісняють лабораторні методи, особливо це стосується тестування води за хлормісткими сполуками та рівнем рН. Загальний санітарно-хімічний аналіз води басейну, при якому визначаються основні показники її якості, що нормовані ГОСТ 2874-82 [3]. Для води кольорової з незначним вмістом завислих частинок оптимальні межі рН при коагулюванні 6,5–7,0, для порівняно мало кольорової 7,2 – 7,8.

Швидко визначення хлоровмісту у воді ванни (безпосередньо біля ванни) виконується закордонними портативними приладами (країн Європи, США, Китаю) – прозорі посудини для проб води з наклеєною порівняльною шкалою еталонного зафарбування. У чисту посудину заливається еталонний об'єм вимірюваної води та вкидається таблетка розчинного реагенту і, після фіксованого часу реакції, проводиться визначення хлоровмісту у воді шляхом

порівняння зафарбування розчину із еталонною шкалою приладу. Аналогічно можуть визначатись концентрації інших речовин, що впливають на якість води у ванні. Таке вимірювання значень показників портативними приладами є порівняно дешевим, а тому найчастіше використовується у невеликих приватних басейнах та спа.

Автоматичний експрес-аналіз води за основними якісними показниками (температура, хімполоуки, рН) здійснюється пристроями, вмонтованими у саму систему оборотного водопостачання басейну. При цьому дані замірів проб води у контрольних точках системи виводяться на екран пристрою для оцінки та програмування робочих процесів системи технологічного водопостачання плавбасейну.

На сьогодні, до провідних розробників хімічних препаратів для очищення води належать фірми Німеччини та Швеції, широкий асортимент препаратів можна класифікувати на групи: хлор ударний (для ударного хлорування); хлор економний (для довготривалого підтримання концентрації); хлорний баланс (запобігає швидкому розкладанню хлору); флокулятор (для осадження міречовин); стимулятор та понижувач кислотно-лужного балансу (рН+ та рН-); ліквідатори водоростей, інших забруднень (мінсаду – стабілізатор жорсткості води; мінвідкладень на стінках ванни та обладнання; жирових плям на поверхнях; каламутності).

Висновки. Таким чином, розвиток експлуатації штучних плавбасейнів в Україні спирається на сучасні матеріали і технології для систем очищення води.

Однак, темпи розвитку є досить низькими і недостатніми для забезпечення відповідних потреб споживачів. Більшість матеріалів та обладнання є закордонного виробництва, а тому дороговартісними. Тому, переважає будівництво невеликих за об'ємом (10–60 м³) плавбасейнів та поступова реконструкція (модернізація) більших басейнів, розвивається будівництво великих басейнів для розважальних комплексів, аквапарків (для збільшення пропускну здатності басейнів).

1. Запольський А. К. Водопостачання, водовідведення та якість води / А. К. Запольський. - К.: Вища шк., 2005 – 671 с.
2. Майдалян Т.М. Правильный бассейн в доме и на участке / Т.М. Майдалян. – М: ООО «Дом XXI век», ООО «ИД РИПОЛ классик», 2007. – 181 с.
3. ГОСТ 2874-82 Вода питьевая гигиенические требования и контроль за качеством. – М., 1982.
4. Основы проектирования частных плавательных бассейнов. Проспект Grunbesk Wasseraufbereitung GmbH (Німеччина). – 2010. – 15 с.
5. Насосы и установки для отвода стоков и оборудование для бассейнов. Каталог Wilo Pumpen-Perfektion (Німеччина). – 2012. – 98 с.
6. Advanse. Дозаторы хлоргаза. Проспект фірми ДМРВ (Угорщина). – 2007. – 4 с.
7. Каталог продукції фірми MTS produkte GmbH (Німеччина). – 2011. – 60 с.
8. Проспект обладнання фірми BWT (Австрія). – 2002. – 12 с.

УДК 691.018

ГЛУБИННИЙ ДВОЧАСТОТНИЙ ВІБРАТОР ДЛЯ УЩІЛЬНЕННЯ ЖОРСТКИХ БЕТОННИХ СУМІШЕЙ

ГЛУБИННЫЙ ДВУХЧАСТОТНЫЙ ВИБРАТОР ДЛЯ УПЛОТНЕНИЯ ЖЕСТКИХ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ

Трейман Є.О., к.т.н., доцент (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк), **Ужегов С.О.** (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Трейман Е.А., к.т.н., доцент (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк), **Ужегов С.О.** (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Treiman E.A., candidate of technical sciences, (Lutsk National Technical University, Lutsk), **Uzhegov S.O.**, (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У даній розробці подається двочастотний глибинний вібратор, розроблений в ЛНТУ. Запропонований вібратор призначений для ущільнення бетонних сумішей високої жорсткості.

В данной разработке приведен двухчастотный глубинный вибратор, разработанный в ЛНТУ. Предложенный вибратор предназначен для уплотнения бетонных смесей, обладающих повышенной жесткостью.

A twofrequency deep vibrator, developed in LNTU, is resulted in this working. The offered vibrator is intended for the compression of concrete mixtures with enhanceable inflexibility.

При виготовленні бетонних виробів з жорстких та малорухомих сумішей широко використовується глибинне віброущільнення, що характеризується великою ефективністю при порівняно малих затратах енергії [1]. Такий спосіб ущільнення добре піддається механізації і може застосовуватися в широкому діапазоні виробничих та конструктивних факторів.

Конструктивною особливістю запропонованого вібратора є збудження в процесі роботи віброімпульсів як в поздовжньому (вздовж поздовжньої геометричної осі вібратора), так і в поперечному напрямках. Частоти поздовжніх і поперечних коливань робочих елементів вібратора різні, тому цей вібратор можна віднести до двочастотних.

Конструктивна схема двочастотного глибинного вібратора наведена на рис. 1, з якого видно, що двочастотний глибинний вібратор має корпус *1*, всередині якого розташовано віброштовхач *2*, виконаний у вигляді прямолінійного стержня.

Віброштовхач *2* встановлений з можливістю ковзання вздовж направляючої *3*. Він приводиться в рух через віброзбудник *4* поздовжніх гармонійних коливань.

На віброштовхачі шарнірно закріплені поворотні стержні *5*, з'єднані з двома протилежно розташованими коробами *6*. Поворотні стержні мають однакову довжину. З кожним коробом з'єднані по два поворотні стержні. Короби *6* призначені для здійснення коливань у напрямку, перпендикулярному до поздовжньої осі вібратора (поперечних коливань). Короби утримуються від поздовжніх переміщень по відношенню до корпусу утримуючими стержньовими обмежувачами *7*.

Двочастотний глибинний вібратор працює наступним чином. Від віброзбудника *4* приводиться в рух віброштовхач *2*, який здійснює гармонійні коливання вздовж поздовжньої осі *OX* вібратора в направляючій *3*.

На рис. 1 подано фрагмент вібратора, що дає змогу проаналізувати взаємозв'язок між коливальними рухами вібратора в поздовжньому і поперечному напрямках. Віброштовхач *2*, переміщуючись вздовж осі *OX* (будемо вважати, що початок руху віброштовхача відповідає положенню *AB* поворотного стержня *5*), пересуває шарнір *B* поворотного стержня *5*. В результаті цього кут між поворотним стержнем *5* і віброштовхачем *2*, рівний α на початку руху віброштовхача, збільшується, досягаючи 90° .

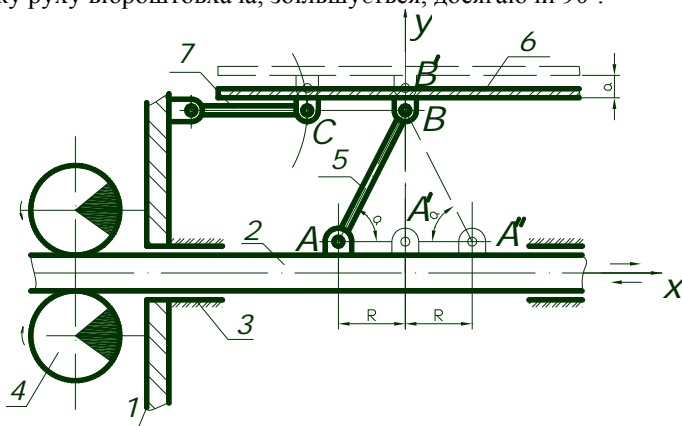


Рис. 1. Конструктивна схема глибинного двочастотного вібратора

В цьому положенні поворотного стержня (*A'B'* на рис. 1) короб *6* відтискається в напрямку осі *OY* на величину *a*, що дорівнює амплітуді поперечних коливань вібратора. При подальшому русі віброштовхача *2*

поворотний стержень 5 нахилиється до осі OX , займаючи в момент зупинки віброштовхача положення $A''B$, симетричне відносно AB . Короб 6 до цього моменту переміститься в початкове положення. Після цього віброштовхач рухається у зворотному напрямку, переміщуючись на відстань $2R$, і цикл руху коробів повторюється. За одне коливання віброштовхача вздовж осі OX кожен короб здійснює 2 коливання вздовж осі OY .

Поздовжні коливання вібратора утворюються внаслідок зворотно направлених рухів корпусу 1 спільно з направляючою 3 і з коробами 6 відносно руху віброштовхача 2.

Істотну роль у роботі вібратора відіграють утримуючі стержньові обмежувачі 7, що зв'язують рух коробів таким чином, щоб виключити їх довільні поздовжні переміщення відносно корпусу 1.

Відомо, що в практичних умовах амплітуда коливань вібраторів не перевищує 3 мм. При такому незначному переміщенні коробів у поперечному напрямку можна вважати, що закріплений на коробі шарнір C (рис. 1) стержньового обмежувача рухається вздовж осі OY . Розрахунки показали, що навіть при мінімальній довжині стержньового обмежувача, що становить 60 мм, відхилення точки C вздовж осі OX на певному переміщенні її по осі OY в межах 3 мм не перевищує 0,02 мм, а, оскільки при поступальному русі тіла всі точки його рухаються по однакових траєкторіях, то приймаємо, що короби при поперечних коливаннях вібратора рухаються прямолінійно вздовж осі OY .

Технічні характеристики даного вібратора істотно залежать від співвідношення між амплітудами його поздовжніх і поперечних коливань. Покажемо, що підбором співвідношення між масами рухомих деталей вібратора можна досягти спів падання амплітуд вказаних коливань. Виконаємо розрахунок необхідного співвідношення між масами рухомих деталей для горизонтального положення вібратора.

Застосуємо теорему про рух центру мас механічної системи:

$$M\vec{W}_c = \vec{F}^e, \quad (1)$$

де M – маса системи;

\vec{W}_c – прискорення центру мас системи;

\vec{F}^e – головний вектор зовнішніх сил, прикладених до системи.

Спроектуємо (1) на координатну вісь OX , отримаємо:

$$MW_{cx} = F_x^e. \quad (2)$$

При горизонтальному положенні вібратора $F_x^e = 0$, а оскільки до початку роботи вібратор був нерухомим, то початкова швидкість центру мас вібратора $V_{co} = 0$.

З формули (2) з урахуванням цих даних випливає:

$$Mx_c = \sum_{i=1}^n m_i x_i = const . \quad (3)$$

Використовуючи вираз (3), прирівнюємо суми добутків мас m_i деталей вібратора на координати їх центрів мас при двох крайніх положеннях віброштовхача, з яких одне відповідає початковому положенню при русі віброштовхача вздовж осі OX в додатному напрямку (координати центрів мас ланок в цьому положенні віброштовхача позначимо x_{in}), а інше – його кінцевому положенню (координати центрів мас ланок, які відповідають цьому положенню віброштовхача позначимо x_{ik}):

$$\sum_{i=1}^n m_i x_{in} = \sum_{i=1}^n m_i x_{ik} . \quad (4)$$

На певній ділянці віброштовхач **2** переміститься відносно корпусу **1** вібратора на відстань $2R$, а корпус спільно з коробами **6** та утримуючими стержнями **7** переміститься у зворотному напрямку на розрахункову величину a .

Розділимо деталі вібратора на дві групи, в першу з них введемо ті деталі вібратора, які рухаються по осі OX спільно з віброштовхачем в однаковому напрямку, а до другої – ті деталі, які рухаються в протилежному напрямку відносно віброштовхача.

Тоді до першої групи деталей увійдуть віброштовхач масою m_1 та чотири поворотних стержні з масами m_2 кожен, а до другої групи увійдуть два утримуючі стержні з масами m_3 кожен, корпус з віброзбудником з масою m_4 і два короби з масами m_5 кожен.

Позначимо сукупну масу групи деталей, які рухаються по осі OX спільно з корпусом, величиною K . Тоді

$$K = 2m_3 + m_4 + 2m_5 = m_4 + 2(m_3 + m_5).$$

Запишемо вираз (4) у розгорнутому вигляді:

$$m_1 x_1 + 4m_2 x_2 + (2m_3 + m_4 + 2m_5) x_4 = m_1 (x_1 + 2R - a) + 4m_2 (x_2 + R - a) + (2m_3 + m_4 + 2m_5) (x_4 - a).$$

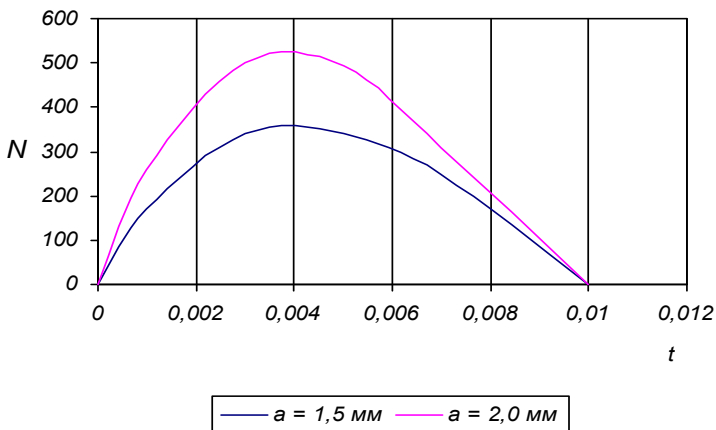
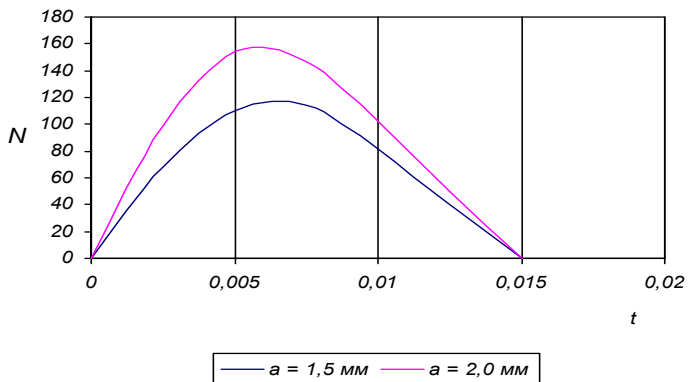
Після скорочень і групування складових отримаємо:

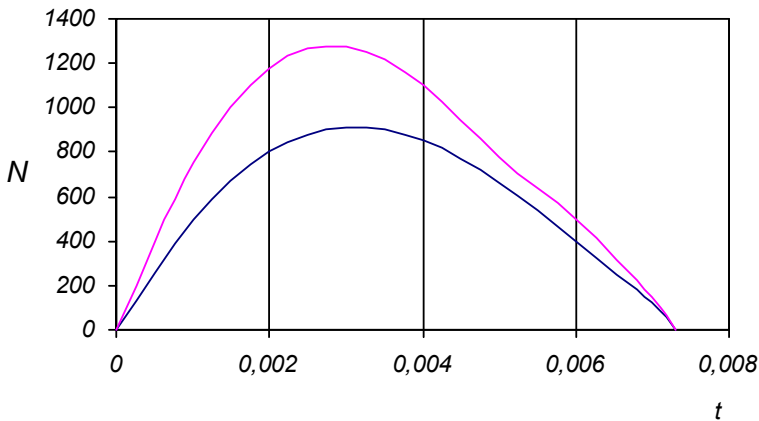
$$K = m_4 + 2(m_3 + m_5) = \frac{2R}{a} (m_1 + 2m_2) - (m_1 + 4m_2). \quad (5)$$

Звідси видно, що K визначається з урахуванням конкретних значень мас m_1 і m_2 , назначених наперед з конструктивних міркувань. Після цього за формулою (5) визначається величина K , з якої підбирається співвідношення мас m_3 , m_4 і m_5 для того, щоб в сумі виконувалась величина K .

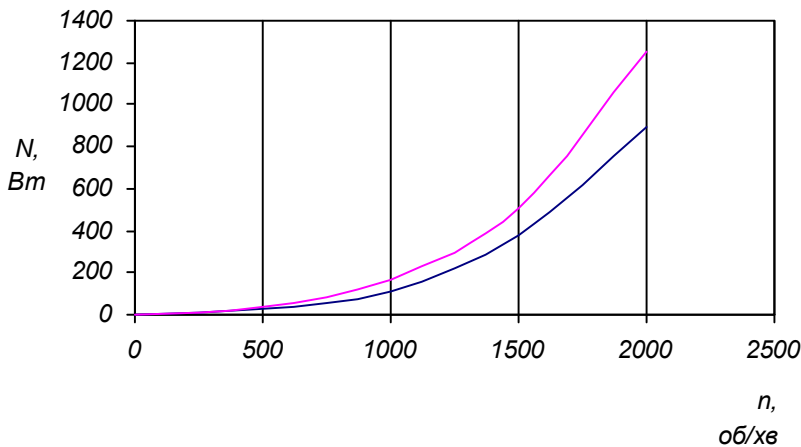
Даний вібратор має цілий ряд конструктивних особливостей, що відрізняють його від існуючих глибоких вібраторів, які використовуються на практиці. У цьому вібраторі відсутні співударні деталі, корпус його змінюється в процесі коливань коробів і потребує еластичної оболонки, а

поперечні коливання орієнтовані в одній площині. Характерною особливістю вібратора є ще і те, що поперечний переріз його робочої частини може мати різноманітну форму: круглу, прямокутну, еліпсоподібну.





— $a = 1,5 \text{ мм}$ — $a = 2,0 \text{ мм}$



— $a = 1,5 \text{ мм}$ — $a = 2,0 \text{ мм}$

1. Стефанов Б.В., Русанова Н.Г., Волянский А.А. Технология бетонных и железобетонных изделий. К.: Вища школа, 1982. 2. Авторське свідоцтво по заявці № 3939183/33 від 24.07.85.

УДК 725

ЕКСПЛУАТОВАНА ПОКРІВЛЯ. СУЧАСНІ РІШЕННЯ

Фоменко М. С., Смаль М. В., Дзюбинська О. В. (Луцький національний технічний університет)

Розглядаються способи влаштування експлуатованих покрівель та сучасні конструктивні рішення

Рассматриваются способы устройства эксплуатируемых кровель и современные конструктивные решения

The methods of device of roofs and modern structural decisions are examined

Постановка проблеми. Щільна забудова – проблема практично всіх великих міст. Звісно, це приводить до скорочення прогулянкових зон, місць паркування автомобілів. У зв'язку з цим останнім часом набуло популярності влаштування експлуатованих покрівель.

Функціональне використання покрівлі на Заході цілком зрозуміле, це пов'язано з високою ціною на землю. І якщо не виходить влаштувати сад або басейн поряд з будинком, можливе влаштування їх на даху котеджу.

Експлуатовані покрівлі – неординарне, але в той же час функціональне рішення. Адже тим самим створюється корисна додаткова площа над будівлею, що дає архітекторові і будівельникові широкі можливості для творчості: на покрівлі можна влаштувати зимовий сад, кафе, паркінг, терасу, тенісний корт і навіть вертолiтний майданчик.

Експлуатовані покрівлі-тераси – дозволяють створювати різнорівневі житлові структури, що відрізняються живописністю багатоступінчатого силуету й оригінальною фасадною пластикою. Не є рідкістю в архітектурній практиці такі варіанти об'ємно-планувального рішення, коли декілька різновисотних корпусів житлового комплексу на рівні одного з поверхів об'єднуються галереєю. Корисна площа подібної галереї теж надається мешканцям в особисте користування. Завдяки цьому експлуатовані плоскі покрівлі набувають великої популярності.

Основна частина. Є чимало конструктивних варіантів виконання плоских покрівель, які відрізняються складом використовуваних матеріалів, різним розташуванням гідроізоляції, теплоізоляції і т. п.

На даному етапі можна виділити три основні типи.

Перший тип плоскої покрівлі – так званий традиційний, часто іменується м'якою покрівлею. У переважній більшості випадків при влаштуванні плоских покрівель традиційного типу використовується така конструктивна схема, коли поверх залізобетонної плити, після шару пароізоляції по черзі

укладаються теплоізоляційний матеріал, потім гідроізоляційний килим і фінішне терасне покриття, наприклад, тротуарна плитка.

При застосуванні в облаштуванні плоских покрівель мінераловатних або стекловатних утеплювачів необхідне використання пароізоляції для їх захисту. Пароізоляція повинна бути виконана бездоганно. Інакше не виключено проникнення водяної пари в товщу утеплювача та її накопичення в ньому, оскільки щільний гідроізоляційний килим перешкоджає випаровуванню вологи, яка стікає вниз, утворюючи на стелі мокрі плями. Крім того, при мінусових температурах вода замерзає, збільшується в об'ємі і відриває гідроізоляцію від основи. В процесі експлуатації гідроізоляційний килим піддається кліматичним і механічним діям, що приводить до виникнення тріщин, через які вода проникає в приміщення. Дуже великі вимоги пред'являються у разі експлуатації такого роду покрівлі до гідроізоляційного матеріалу і до якості виконання укладання, а також до погодних умов при виконанні покрівельних робіт.

Треба сказати, що на сьогоднішній день відомі альтернативні варіанти вирішення плоских експлуатованих покрівель.

Отже, другий тип – це інверсійна покрівля. Як впливає з самого терміну, інверсійною (від латинського *inversio* – перевертання, перестановка) називається покрівля, конструкція якої «перевернута» в порівнянні з традиційною, тобто гідроізоляційний шар розташовується під шаром утеплювача безпосередньо на поверхні бетонного перекриття (основи покрівлі). Така конструкція була розроблена і реалізована в будівництві після появи утеплювача «нового покоління» – твердого екструдованого пінополістиролу, що є теплоізоляційним матеріалом з рівномірно розподіленими закритими комірками, який не вбирає воду, не набухає і не дає усадки, володіє високою механічною міцністю, хімічно стійкий і не схильний до гниття. Ці властивості утеплювача дозволяють розташувати його над гідроізоляцією, для якої він є ще й захистом від зовнішніх впливів. Утеплювач, який використовується в конструкції експлуатованих покрівель інверсійного типу, окрім високих теплоізоляційних якостей, повинен володіти низьким водопоглинанням і високою механічною міцністю на стиск.

Такий пінополістирол зберігає свої теплозахисні властивості у вологому середовищі, володіє достатньою міцністю, проте потребує захисту від «спливання», а також вітрової і ультрафіолетової дії. От чому пінополістирольні плити обов'язково притискають шаром гравію, товщина якого визначається залежно від товщини утеплювача. Поверх гравійної засипки, що виконує в цьому випадку функції дренажного шару, укладають тротуарну плитку. Покрівлі інверсійного типу найчастіше застосовуються при влаштуванні відкритих майданчиків над підземними гаражами-стоянками і при проектуванні офісних будівель.

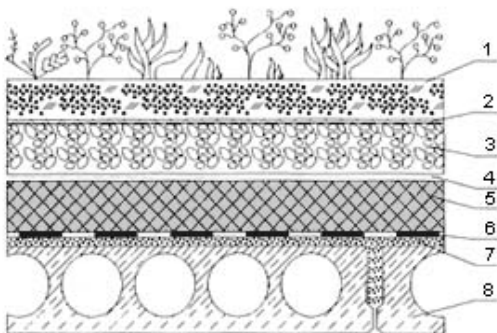


Рис. 1. Приклад влаштування інверсійної експлуатованої покрівлі: 1 – рослинний шар; 2 – протикореневий шар; 3 – дренажний шар із гравію; 4 – фільтруючий шар; 5 – теплоізоляція; 6 – гідроізоляція; 7 – цементно-піщана стяжка; 8 – залізобетонна плита перекриття

Застосування такої простої системи призвело до значного прогресу у використанні плоских дахів і забезпечує наступні переваги:

1) захищена шаром екструдованого пінополістиролу гідроізоляційна мембрана менш затратна в експлуатаційному відношенні;

2) плити пінополістиролу не фіксуються на мембрані (вільне укладання), що не створює руйнуючої напруги в областях фіксації, що приводять до руйнування мембрани;

3) гідроізоляційна мембрана, знаходячись під шаром пінополістиролу, фактично грає роль пароізоляції, знижуючи ризик внутрішньої конденсації вологи і зменшуючи вартість конструкції;

4) шар пінополістиролу, а також захисний шар гравію, надійно захищають гідроізоляційну мембрану від будь-яких механічних дій при проведенні будівельних робіт і подальшій експлуатації;

5) гідроізоляційна мембрана фіксована на поверхні покрівельного перекриття, що також знижує вірогідність механічних пошкоджень;

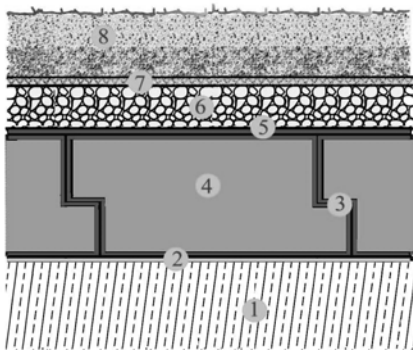
Інтегральна покрівля (ІІІ) є новим, третім типом покрівель (разом з традиційною і інверсійною). ІІІ являє собою суцільне водонепроникне тепло- і звукоізолююче покриття, що складається з двох частин:

1) об'ємних модулів, з'єднаних з ізолюваною основою (наприклад, покрівлею) і між собою; 2) одношарового лицьового покриття, укладеного поверх об'ємних модулів.

Об'ємний модуль має форму паралелепіпеда (куба) і складається із замкнутої гідроізоляційної оболонки з укладеною в неї теплоізоляцією. Теплоізоляція ІІІ є теплоізоляційними плитами, що зазвичай використовуються при влаштуванні покрівель (мінераловатні, з екструдованого пінополістиролу та ін.).

Гідроізоляційна оболонка об'ємних модулів і лицьове покриття може виконуватися з бітумних, бітумно-полімерних і полімерних матеріалів, що наплавляються, рулонних матеріалів та ін.

Рис. 2. Приклад влаштування експлуатованої інтегральної покрівлі з



озелененням: 1 – бетонне перекриття; 2 – праймер; 3 – гідроізоляційна оболонка; 4 – теплоізоляція; 5 – водоізоляційний килим; 6 – дренаж; 7 – фільтруючий шар; 8 – ґрунтовий субстрат

III володіє в порівнянні з традиційною і інверсійною покрівлями підвищеною надійністю, терміном служби, індустріальністю. III є фактично «танкерною» покрівлею, що забезпечує перехоплення і локалізацію протікань: у разі дефекту покрівлі проникаюча вода локалізується в одному «танку» - модулі і не розповсюджується по всьому килиму.

Висновок. На закінчення необхідно відзначити наступне: основною характеристикою при виборі того або іншого матеріалу для таких відповідальних робіт, як експлуатована крівля, є виконавець робіт. Адже за умови використання якісних і довговічних, нехай і дорожчих, по одноразовим вкладенням, матеріалів в 95% випадків причиною проблем є неякісне виконання роботи. Відповідно, щоб повністю реалізувати всі переваги хороших матеріалів, необхідний технічно грамотний, відповідальний і добре підготовлений, досвідчений підрядчик.

1. Панасюк М. В. Кровельные материалы. Практическое руководство / М. В. Панасюк. – К.: [б. в.], 2005. – 152 с.

2. Инверсионная кровля // Будмайстер. Покрівельні матеріали. – 2003. – №3. – С. 18-19.

3. Покриття будинків і споруд: ДБН В.2.6-14-97. – [Чинний від 01-01-1998]. – К.: Держкоммістобудування України, 1998. – 150 с. – (Державні будівельні норми України).

УДК 624.012

ЗАСТОСУВАННЯ ЛОГАРИФМІЧНОГО ЗАКОНУ ДО ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНЬ ЗЧЕПЛЕННЯ БЕТОНУ З АРМАТУРОЮ

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЛОГАРИФМИЧЕСКОГО ЗАКОНА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЯ ЗЦЕПЛЕНИЯ БЕТОНА С АРМАТУРОЙ

Чапюк О.С., к.т.н., доцент, (Луцький національний технічний університет)

Чапюк А.С., к.т.н., доц., (Луцкий национальный технический университет)

Chapiuk O.S., candidate of technical sciences, (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Наведено порівняння теоретичних і експериментальних максимальних дотичних напружень зчеплення серповидного профілю (класу А500С) з бетоном та запропоновано нові коефіцієнти до «нормального закону зчеплення».

Приведено сравнение теоретических и экспериментальных максимальных касательных напряжений сцепления арматуры серповидного профиля класса А500 с бетоном и предложено новые коэффициенты для «нормального закона сцепления».

Стан проблеми та задачі досліджень. В останні роки для виготовлення залізобетонних конструкцій використовується арматурний прокат нового профілю згідно з ДСТУ 3760:2006 [1]. Зчеплення арматурного прокату серповидного профілю з бетоном досліджено мало, тому виникає необхідність додаткових випробувань.

Дослідні зразки та методика їхнього випробування. В комплексі досліджень зчеплення бетону з арматурним прокатом серповидного профілю дане питання вивчалися в дослідях зі зразками п'яти серій (рис. 1) які виготовляли у вигляді бетонних призм квадратного перерізу зі стороною 15 см. Арматурні стержні розташовували в призмах таким чином, щоб їхні поздовжні осі співпадали, а виступаючі частини стержнів дозволяли з одного боку закріплювати в захваті преса, а з другого (вільного) - вимірювати його переміщення (проковзування) відносно торця призм.

За граничний стан зчеплення арматури з бетону згідно з Британським стандартом BS 4449:1997 прийнято стан, коли проковзування (переміщення) вільного кінця стержня відносно торця призм складає $\delta_u = 0,2$ мм. Прийнято, що значенню δ_u відповідає напруження в арматурі σ_{s0} .



Рис. 1. Загальний вигляд зразків п'яти серій

Дослідження зчеплення арматури з бетоном виконували шляхом висмикування (витягання) стержня з бетонної призми з використанням спеціального натяжного пристрою в розривній гідравлічній машині (рис. 2). Навантаження до стержня прикладали ступенями, рівними 1,0 кН. Під час навантажень вимірювали проковзування (переміщення) вільного кінця стержня відносно торця призми годинниковим індикатором з ціною поділки 0,001 мм та деформації стержня з боку дії навантаження тензометром Гугенбергера на базі 20 мм з ціною поділки 0,001 мм.



Рис.2. Загальний вигляд випробування (а) та характер руйнування разків (б).

При витягуванні стержня з бетону на певній ділянці довжини відбувається перерозподілення зусиль. Такі ділянки називають ділянками анкерування або ділянками перерозподілу. Особливістю деформацій на цих ділянках є наявність зміщення між бетоном і арматурою. Коли взаємні зміщення досягають певної величини, виникає поперечне тиснення арматури на бетон і спричиняє його розколювання [2].

Зміщення бетону біля поверхні арматури складається зі зміщення δ_1 , яке відповідає гіпотезі плоских перерізів, зміщення від депланації перерізу δ_2 , яке викликане зосередженням прикладання зусилля, і зміщень δ_3 , що виникають внаслідок утворення тріщин. Крім цього, зміщення бетону включають величину δ_4 зміщень відносно основної маси бетону. Для стержневої арматури періодичного профілю основне зміщення бетону складають δ_3 і δ_4 . Оскільки δ_3 і δ_4 є основною складовою зміщення, вважають, що зміщення бетону підкоряється гіпотезі плоских перерізів, а проковзування арматури перевищують їх на деяку величину δ , яку умовно можна назвати взаємним зміщенням δ [2]. При цьому приймається, що деформації бетону поза контактною зоною і арматури пружні, а дотичні напруження τ_m по умовній циліндричній поверхні арматури і взаємні зміщення зв'язані між собою законом зчеплення:

$$\tau_m = F(\delta). \quad (1)$$

Залежність між напруженнями зчеплення й взаємними зміщеннями (1) найбільш докладно характеризує механічні властивості зчеплення. Задача технічної теорії зчеплення арматури з бетоном полягає у встановленні залежності (1). У роботі [3] на основі експериментальних досліджень для стержневої арматури періодичного профілю запропоновано використовувати „нормальний закон зчеплення”, який має вигляд

$$\tau_m = \beta \frac{\ln(1 + \alpha \cdot \delta)}{1 + \alpha \cdot \delta}, \quad (2)$$

де δ – переміщення завантаженого кінця стержня відносно бетонної призми;
 α і β – сталі параметри, які визначаються за формулами

$$\alpha = 0,3 \cdot \lambda \cdot R^{1,5}; \quad (3)$$

$$\beta = 5,4 \cdot \lambda \cdot R, \quad (4)$$

λ - відношення глибини профілювання до її кроку (см⁻¹);

R – міцність бетону (кгс/см²)

Запропоновані формули справедливі для стержневої арматури діаметром від 10 до 20 мм та міцності бетону від 100 до 400 кгс/см² (від 10 до 40 МПа).

Формули (3) і (4) дозволяють перейти від безрозмірних співвідношень, отриманих при рішенні основних задач розрахунку зчеплення [3], до конкретних залежностей, які, поєднують зчеплення з міцністю бетону й

профілем арматури та отримані за результатами експериментальних даних, коли вимірювались зміщення арматури відносно торця зразків із боку навантаженого кінця стержня [3].

Останнім часом випробування зчеплення арматури з бетоном виконуються шляхом витягування стержнів із бетонних зразків з фіксацією зміщення (проковзування) вільного від навантаження стержня відносно торця бетонного зразка. З дотриманням вимоги, щоб середні квадратичні відхилення експериментальних даних значення τ_{um} і теоретичних $\tau_{um,th}$, знайдених за формулою (2), були мінімальними, тобто, використано метод найменших квадратів.

На основі статистичної обробки експериментальних даних отримані такі вирази для визначення коефіцієнтів α і β :

$$\alpha = 530 \cdot \lambda \cdot R^{1,5}; \quad (5)$$

$$\beta = 42 \cdot \lambda \cdot R, \quad (6)$$

де λ - відношення глибини профілювання до її кроку (см⁻¹);

R - міцність бетону (МПа).

Запропоновані формули справедливі для арматурного прокату серповидного профілю діаметром від 10 до 22 мм та міцності бетону від 10 до 30 МПа.

За результатами випробувань зразків п'яти серій обчислювалися середні експериментальні значення максимальних дотичних напружень зчеплення τ_{um} , приймаючи їх постійними по довжині стержня, за формулою

$$\tau_{um} = \sigma_{s0m} \cdot A_s / (\pi \cdot d \cdot l_{an}), \quad (7)$$

де σ_{s0m} - напруження в стержнях при $\delta_u = 0,2$ мм;

A_s, d - відповідно площа та діаметр стержнів;

l_{an} - довжина анкерування стержнів в бетоні.

За формулою (2) з визначенням коефіцієнтів за формулами (5) і (6) знайдені теоретичні значення максимальних дотичних напружень, а в таблиці 1 наведено їх порівняння з експериментальними даними.

Середнє відношення $(\tau_{um,th} / \tau_{um}) = 0,934$ при середньоквадратичному відхиленні $\sigma = 0,047$ і коефіцієнті мінливості $v = 0,034$. Такі статистики свідчать про те, що формула (2) з коефіцієнтами (5) і (6) добре описує залежність максимальних дотичних напружень від переміщень вільного кінця арматурного прокату.

Висновки

Запропоновано значення коефіцієнтів α і β за формулами (5) і (6) для знаходження дотичних напружень зчеплення бетону з арматурним прокатом класу А500С за формулою (2) залежно від переміщення вільного кінця стержня відносно торця призми.

Таблиця 1

Результати порівняння максимальних дотичних напружень зчеплення бетону з арматурними стержнями за формулами (2), (5), (6) і (7)

Марка зразків	τ_{um} , МПа	$\tau_{um,th}$, МПа	$\frac{\tau_{um,th}}{\tau_{um}}$
1П-8/16к	6,728	6,722	0,999
1П-16/16к	6,728	6,104	0,907
1П-24/16к	6,728	5,599	0,875
3П-В15/16к	3,955	3,588	0,907
3П-В20/16к	5,373	4,454	0,868
3П-В25/16к	6,826	6,607	0,968
3П-В30/16к	7,966	7,918	0,994
4П-В25/10к	6,105	5,459	0,894
4П-В25/14к	6,310	6,174	0,978
4П-В25/16к	6,826	6,607	0,968
4П-В25/18к	6,075	5,701	0,938
4П-В25/22к	5,894	4,869	0,876
5П-В25/16к	6,835	6,681	0,977

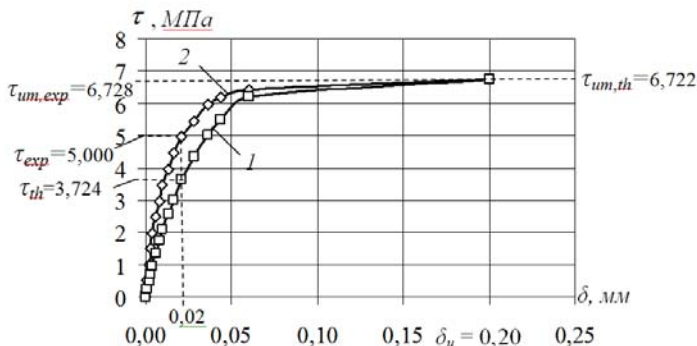


Рис. 4. Залежність дотичних напружень в арматурних стержнях зразків 1П-8/16к від переміщення вільного кінця арматури: 1 – теоретична залежність; 2 – експериментальна залежність

1. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. ДСТУ 3760:2006. - Київ: Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с.
2. Холмянский М.М. Методика экспериментального исследования сцепления арматуры с бетоном / М.М. Холмянский // Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций. – М., 1963. – С. 138-147.
3. Холмянский М.М. Сцепление стержневой арматуры периодического профиля с бетоном / М.М. Холмянский, Б.С. Гольдфайн, Н.Е. Шабаева // Сцепление арматуры с бетоном. – М., 1971. – С. 81-87.

УДК 625.852/853

**СТРУКТУРА І ВЛАСТИВОСТІ БІТУМІВ НА ОСНОВІ
МОДИФІКАТОРІВ**

**СТРУКТУРА И СВОЙСТВА БИТУМОВ НА ОСНОВЕ
МОДИФИКАТОРОВ**

STRUCTURE AND PROPERTIES BASED BITUMEN MODIFIERS

Шимчук О.П., к.т.н. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Шимчук А.П., к.т.н. (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Shymchuk O.P., k.t.n. (Lutsk State Technical University, Luck)

В статті розглянуто проблеми стану покриття автомобільних доріг, впливу модифікаторів на структуру і властивості органічних в'язучих, а саме бітумів, а також проблеми в сфері правового регулювання, тобто відсутність належної нормативної бази та внесення змін до діючих стандартів на бітуми.

В статье рассмотрены проблемы состояния покрытия автомобильных дорог, влияния модификаторов на структуру и свойства органических вяжущих, а именно битумов, а также проблемы в сфере правовой регуляции, то есть отсутствие надлежащей нормативной базы и внесения изменений к действующим стандартам на битумы.

In the article the problems of the state of coverage of highways, influencing of modifiers are considered on a structure and properties of organic astringent, namely bitumens, and also problem in the sphere of the legal adjusting, that absence of the proper normative base and making alterations to the operating standards on bitumens.

Постановка наукової проблеми та її значення. Від якісного дорожнього покриття безпосередньо залежить стан автомобільних доріг. Більше ніж в 90 % випадків будівництва й ремонту автомобільних доріг України як органічне в'язуче використовують бітуми. Тому саме від його природних властивостей, фізико-механічних характеристик, технології виробництва залежить довговічність дорожнього одягу. Структура цього матеріалу на

сьогоднішній день остаточно не вивчена. Виділяють переважно асфальтени (15–26%), смоли (28–38%) та масла (біля 50%).

На сьогоднішній день потрібно покращувати фізико-хімічні властивості бітумів, оскільки завдяки цьому можна покращити стан дорожнього полотна.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Завідувач відділу органічних в'язучих матеріалів ДерждорНДІ С. В. Кіщинський та інші дослідники проводили дослідження по бітумах та емульсіях. Проте питанням добавки до бітумів модифікаторів марки Starphos 04 фірми «StarAsphalt S.p.A» Італія приділялося мало уваги.

Завдання та мета дослідження. Виходячи з актуальності проблеми, постає завдання покращення якості бітумів завдяки розумінню його будови, природних властивостей, недоліків, пов'язаних із виробництвом, та наявністю практичних і теоретичних знань щодо застосування різноманітних добавок для його модифікації.

Основною метою дослідження є визначення впливу модифікаторів на структуру і властивості бітумів. Поліпшити фізико-механічні характеристики цих матеріалів можливо шляхом комплексної модифікації адгезійними та полімерними добавками. Адгезійні добавки значно покращують зчеплення бітуму з кам'яними матеріалами, що надає високій водостійкості асфальтобетону й запобігає утворенню на покриттях лущення, вибоїн та ям.

Для цього розглянемо декілька модифікаторів, таких як стабілізуючо-модифікуючих добавок, як Genicel фірми «GFF GmbH&Co.KG»(Німеччина); модифікуючи добавка Starphos 04 фірми «StarAsphalt S.p.A» Італія; адгезій на добавка Stardope 130p фірми «StarAsphalt S.p.A» Італія; рослинний гудрон Staroil GL30 фірми «StarAsphalt S.p.A» для приготування а.б. холодної суміші щодо застосування ямкового ремонту. Також можна використати низькомолекулярну низькотемпературну енергозберігаючу добавку Licomont BS 100 виробництва фірми «Кларіант» (Швейцарія); Ще одним можна назвати целюлозні стабілізуючі волокна TOPCEL фірми «GFF GmbH&Co.KG»(Німеччина).

Результати дослідження. Широке використання бітуму в дорожній галузі зумовлено як його доступністю так і сукупністю природних властивостей, зокрема адгезією, термопластичністю. Бітуми у дорожньому будівництві застосовуються завдяки своїм термопластичним властивостям. Однак під дією транспортних навантажень, температури та води ці властивості разом із малою міцністю, відсутністю пружності та слабкою здатністю до зчеплення з мінеральними матеріалами, що призводять до появи на покриттях деформацій та руйнувань.

Так, через розм'якшення бітуму при підвищенні температури утворюються колії та зсуви, а при зниженні температури у зв'язку з крихкістю та твердістю бітуму виникають поперечні тріщини.

Відсутність пружних властивостей призводить до накопичення в бітумах залишкових напруг під дією тривалих транспортних навантажень і в подальшому до утворення тріщин від втоми матеріалу.

Таблиця 1

Зразки щебеню і бітуму з різними модифікаторами

		
<p>Зразки без модифікаторів</p>	<p>Зразок з модифікатором Starphos 04</p>	<p>Зразок з Модифікатором Stardope 130</p>
<p>Вкрито 30%</p>	<p>Взято 1.5% Вкрито 100%</p>	<p>Взято 2.3% Вкрито 95%</p>
		
<p>Зразок з модифікатором Wetfix BE</p>	<p>Зразок з модифікатором Leukomont</p>	
<p>Взято 0.3% Вкрито 100%</p>	<p>Взято 2.6% Вкрито 70%</p>	

При слабкій адгезії вода відшаровує плівку бітуму від мінеральної поверхні. Незв'язаний мінеральний матеріал виноситься колесами транспорту, і на покриттях з'являються вибоїни та ями.

Забезпечення дорожнього комплексу бітумами, які відповідають сучасним вимогам до роботи дорожніх покриттів, повинно вирішуватись одночасно за двома стратегічними напрямками:

- бітуми повинні мати оптимальний груповий склад та структуру, що забезпечують їх підвищену довговічність та покращені властивості;
- поліпшення фізико-механічних властивостей бітумів шляхом комплексної модифікації адгезійними, полімерними або структуруючими добавками.

Навіть високоякісні бітуми в силу своїх природних властивостей не здатні створювати умови для довготривалої роботи дорожніх покриттів під дією сучасних великих транспортних навантажень та несприятливих погодних факторів.

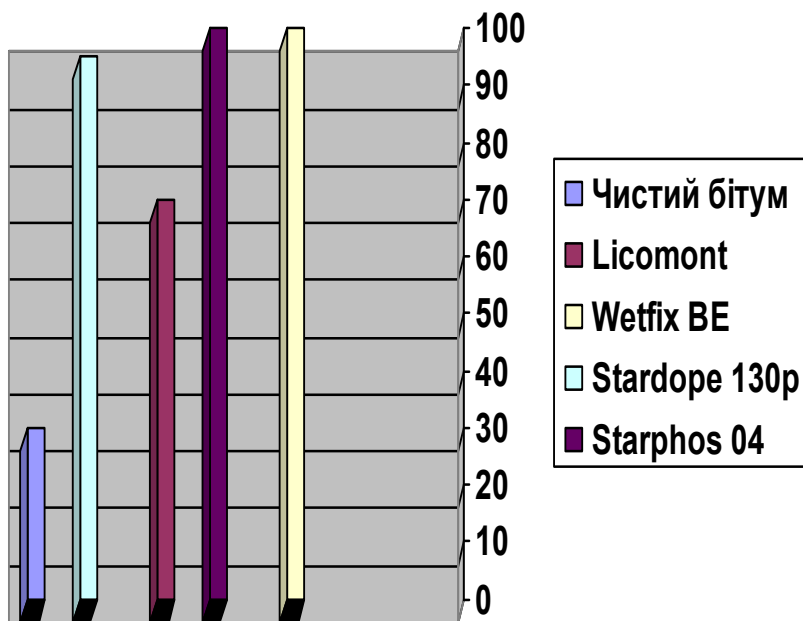


Рис. 1. Графік впливу модифікаторів на структуру і властивості бітумів

Для порівняння розглянемо щеплення бітуму БНД 60/90 без добавок, а також модифікованого бітуму БНД 60/90 з такими модифікаторами, як стабілізуючо-модифікуюча добавка, як Genicel фірми «GFF GmbH&Co.KG»(Німеччина); модифікуюча добавка Starphos 04 фірми «StarAsphalt S.p.A» Італія; адгезійна добавка Stardope 130p фірми «StarAsphalt S.p.A» Італія; рослинний гудрон Staroil GL30 фірми «StarAsphalt S.p.A» для приготування а.б. холодної суміші щодо застосування ямкового ремонту. Також можна використати низькомолекулярну низькотемпературну енергозберігаючу добавку Licomont BS 100 виробництва фірми «Кларіант» (Швейцарія);

Ще одним можна назвати целюлозні стабілізуючі волокна TOPCEL фірми «GFF GmbH&Co.KG»(Німеччина). Всі випробовування велися згідно норм і стандартів введених в нашій державі. Гранітний щебінь було взято з кар'єру «Рокитно».

Висновки. На основі отриманих даних можна стверджувати, що модифіковані бітуми мають кращі адгезійні та інші фізико-механічні властивості ніж звичайні бітуми. Це можна побачити на рисунку 1 та в таблиці 1. Тому використання бітумів на основі модифікаторів може суттєво покращити якість дорожнього полотна.

1. http://www.solum.com.ua/articles/Problemi_yakosti_bitumiv_ta_shlyahi_polipshenny_a_ih_vlastivostey/

2. <http://dorogy.com.ua/ukrarchive/item/year2010/year2010n2.html?field=field4>

3. ДСТУ 4044-2001. Бітуми нафтові дорожні в"язкі. Технічні умови.

4. ДСТУ Б В.2.7-129:2006. Будівельні матеріали. Емульсії бітумні дорожні.

5. Золотарьов В.О. та ін. Дослідження стабільності модифікованих бітумів при зберіганні. // Автошляховик України. - № 5. -2004. – С. 30-31.

6. Золотарьов В.О. Про стабільність при збереженні бітумів, модифікованих полімерами //Дороги і мости. Збірник наукових статей. – 2006, випуск 5. – Київ.

7. Золотарьов В.О., Лапченко А.С. Вплив вмісту полімеру типу СБС на реологічні показники асфальтополімербетонів. // Автошляховик України. - № 5. -2008. – С. 29-35.

УДК 625.731.7/9(075.8)

СТАБІЛІЗАТОРИ ДОРОЖНИХ МАС ДЛЯ БУДІВНИЦТВА І РЕМОНТУ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ

СТАБИЛИЗАТОРЫ ДОРОЖНЫХ МАСС ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И РЕМОНТА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

STABILIZATORS OF THE TRAVELLING MASSES ARE FOR BUILDING AND REPAIR OF HIGHWAYS

Яковлюк Т.В., студент, Жежерун В.Д. асистент, (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

В статті проведено дослідження відомих в Україні стабілізаторів дорожніх мас і ґрунтів, які доцільно використовувати у поєднанні з цементом при спорудженні і ремонтних роботах дорожнього одягу.

В статье проведено исследование известных в Украине стабилизаторов дорожных масс и почв, которые целесообразно использовать в сочетании с цементом при сооружении и ремонтных работах дорожной одежды.

The article analyzed the well-known in Ukraine stabilizers road and mass of soil, which can be used in combination with cement in the construction and repair works of pavement.

Розвиток дорожнього будівництва починався з використання природних матеріалів: гравієво-піщаних сумішей, ґрунтів і бутового каміння — для виготовлення дорожнього одягу. Цього було достатньо для гужового транспорту. Але з розвитком автомобілебудування вимоги до якості автомобільних доріг зазнали істотних змін. З огляду на це виникла потреба щодо створення для дорожнього одягу монолітних покриттів з органічно-мінеральних і бетонних сумішей, їх складові (бітум і цемент) — дуже дорогі компоненти. Для їх зменшення і підвищення міцності та якості органічно-мінеральних і цементобетонних сумішей почали використовувати різні домішки, наприклад, поверхнево-активні речовини і каталізатори. І нарешті настав такий час, коли витрати активного терпкого для виготовлення асфальтобетонних і цементобетонних сумішей були зведені до мінімуму із збереженням умов якості та міцності. Подібна ситуація і в технології використання ґрунтів. Стало відомо, що для їх зміцнення доцільно використовувати відповідні активні домішки — стабілізатори.

У зв'язку з досягненням мінімальних витрат як бітуму, так і цементу при виготовленні асфальтобетонних і цементобетонних сумішей, завдяки

використанню різних активних домішок і оптимізації технологічних процесів, виникає питання: чи не можуть активні домішки бути самодостатніми компонентами для підвищення міцності та стабільності як дорожньо-будівельних матеріалів, так і ґрунтів?

Дослідні та практичні роботи показали, що обробка мінеральних матеріалів і, перш за все, ґрунтів, водним розчином різних активних домішок призводить до формування їх міцних структур, особливо в тих випадках, коли мінеральні суміші та ґрунти мають не менше 15% за масою тонко дисперсної фракції частинок. З огляду на це виробники речовин, які активізують структуроутворюючий процес, назвали їх стабілізаторами мінеральних сумішей і ґрунтів.

Стабілізатори — це дуже великий клас різних за складом і походженням речовин, які в малих дозах позитивно впливають на формування властивостей дорожньо-будівельних матеріалів за рахунок активізації фізико-хімічних та оптимізації технологічних процесів. Ці речовини можуть використовуватися майже на всіх технологічних етапах будівництва автомобільних доріг, починаючи від спорудження земляного полотна і закінчуючи будівництвом твердих покриттів, штучних інженерних споруд і облаштуванням дороги.

Стабілізатори можуть бути різного походження, відрізнятися за властивостями, але їх об'єднує те, що вони збільшують міцність, волого- і морозостійкість.

Досвід використання стабілізаторів дорожніх мас показав, що більшість ґрунтів, оброблених тільки ними, не водостійкі й не витримують стандартних випробувань за нормами, що діють в Україні. Але стабілізатори в комплексі з малими дозами неорганічних терпких, як доведено експериментально, дають можливість отримувати міцні й водостійкі композиції, що відповідають чинним стандартам.

Використовувати стабілізатори для поліпшення стану і якості ґрунтів без застосування неорганічних терпких, наприклад, цементу або вапна, доцільно тільки за умови, коли на оброблений ґрунт активно не діятиме вода. Сферу використання ґрунтів, що покращуються тільки стабілізаторами, у зв'язку з викладеним вище раціонально обмежити районами з першим типом місцевості за зволоженням, а також головним чином третьою дорожньо-кліматичною зоною України. Ґрунти зі стабілізатором і терпкими, подібними до цементу, можна використовувати майже в усіх кліматичних зонах з будь-яким типом місцевості за зволоженням.

Відомі в Україні стабілізатори були використані в експериментальних дослідженнях: Roadbond EH-1 (*виробництво США*); RRP-235 Special — Рейнольд і Роуд Паккер (*виробництво Німеччини і Канади*); Roadbon SPP (*виробництво ПАР і Росії*); стабілізатори ГРБ-1, ГРБ-2, ГРБ-3, ГРБ-4, ГРБ-5 (*виробництво Інституту високо-молекулярних з'єднань НАН України*); стабілізатор СГ (*виробництва НАН України*); стабілізатор Solitac

(виробництва компанії Soilworks CUIA); стабілізатор Solitac (виробництва компанії Soilworks CIJA); гідрофобізуючі рідини ГКЖ-ПБ, ГКЖ-12, КЖ-94 (виробництва Запорізького АТ «Кремній полімер»); стабілізатор ґрунтів Perma-Zume Ix (виробництво CIJA); рідке скло; хлористий кальцій (CaCl_2).

Результати експериментальних досліджень дали можливість зробити такі висновки:

- Стабілізатори ґрунтів характеризуються як багатокомпонентні системи, що мають переважно кисле середовище з властивостями поверхнево-активних речовин. До їх складу входять, як правило, суперпластифікатори, гідрофобізатори, складні органічні сполуки, які включають складно-ефірні групи й іоногенні комплекси.

- Стабілізатори рекомендують застосовувати у вигляді розбавленого водяного розчину. У результаті розчинення стабілізатора у воді остання активізується за рахунок іонізації (H^+ , OH^- , H_3O^+). Розчин стабілізатора активно впливає на стан глинистих і колоїдних частинок ґрунту. Він змінює їх заряд за рахунок активного обміну електричними зарядами між іонізованою водою і частинками ґрунту, при цьому порушуються природні зв'язки з капілярною і плівковою водою. Вона легко відділяється від частинок ґрунту, тим самим створюючи сприятливі умови для високого ущільнення ґрунтової суміші при стисненні.

- Крім обміну між електричними зарядами водяного розчину стабілізатора і ґрунтовими частинками, відбувається процес іонного обміну між компонентами стабілізатора і поглинаючим комплексом глинисто-колоїдної фракції, про що свідчить зменшення величини оптимальної вологості трамбівки.

Також відбувається коагуляція глинистих і колоїдних частинок, і як наслідок, — зміна гранулометрії і структури ґрунту. Ґрунт з категорії глинистого або суглинного прагне до переходу в категорію легкосуглинного або супіщаного. Оптимальна вологість трамбівки такого ґрунту помітно зменшується, і завдяки цьому підвищується максимальна щільність стандартного ущільнення. Це призводить до збільшення несучих властивостей ґрунту.

Ґрунти зі стабілізатором і терпкими, подібними до цементу, можна використовувати майже в усіх кліматичних зонах з будь-яким типом місцевості за зволоженням

- Стабілізатори також виконують роль пластифікуючої домішки, що дозволяє за меншої оптимальної вологості досягати вищих показників щільності.

- Стабілізатори сприяють підвищенню щільності ґрунту і міцності в неводонасиченому стані, але не забезпечують для більшості ґрунтів високої водостійкості, яка вимагає введення спеціальних заходів, що ліквідовують джерела активного зволоження земляного полотна або добавок у ґрунт, подібних до цементу.

- При використанні стабілізаторів досягається ущільнення в 1,1 -1,2 разів більше, ніж при ущільненні без стабілізатора.

- Стабілізатори показують позитивні результати від спільного їх використання з традиційними терпкими, що підтвержене практичними результатами під час капітального ремонту асфальтобетонних покриттів за технологією холодного ресайклінгу, наприклад, на дорозі Харків — Суми. Там був використаний стабілізатор ЕН-1, цемент, 3% глинистий ґрунт і фрезерна крихта старого асфальтобетонного покриття.

- Деякі стабілізатори дозволяють отримувати композиції, що не поступаються цементобетону.

ТОВ «Дніпровська асоціація-К» знадобилося чотири роки для синтезу репліканта (аналога) промислового ферментного стабілізатора Perma-Zyme Іх виробництва США. Потім був створений покращений варіант препарату за назвою Дорзин, який з 2006 року випускається в Україні. За ефективністю він перевершує усі відомі в Україні стабілізатори (рис. 1), безпечний і технологічний у застосуванні. Це ферментний препарат, що володіє каталітичними властивостями. Для будівництва 1 км твердого покриття шириною 8 м і завтовшки 0,15 м його потрібно всього 37 л. Відповідно у 4-8 разів знижується ціна твердого дорожнього покриття, порівняно з виконаним традиційним способом за однакової несучої здатності. Дорзин широко використовується в різних країнах. Так, у Казахстані його застосовують під час будівництва автомобільної дороги І категорії (фото) від столиці Казахської республіки Астани до Петропавловська (1000 км) через курортне місто Борове (ділянка 300 км). У 2007 році буде побудовано 50 км автодороги. Ухвалено проектне рішення з використання Дорзину в будівництві кільцевої дороги біля Астани.

Стабілізатори дорожніх мас і ґрунтів доцільно використовувати у поєднанні з цементом при спорудженні будь-яких складових дорожнього одягу, особливо для під'їздів до сіл і фермерських господарств

Цей препарат застосовується в Росії, Гаїті, Санта-Лючії, навіть у США — на батьківщині Perma-Zyme Іх. У штаті Флорида будують автодорогу із його застосуванням, звідки ґрунт для проведення досліджень поступає до Києва, де і розробляються ґрунтові суміші й видаються рекомендації щодо будівництва. Наміри будувати автодороги із застосуванням Дорзину висловили замовники з Йорданії, Саудівської Аравії, Гани та ін.

В Україні стабілізатори не використовують. Навіть Дорзин на своїй батьківщині застосовується дуже обмежено. А шкода!

Підводячи підсумок, хотілось би акцентувати увагу на таких аспектах:

Стабілізатори дорожніх мас і ґрунтів, на наш погляд, доцільно використовувати у поєднанні з цементом при спорудженні будь-яких складових дорожнього одягу, особливо для під'їздів до сіл і фермерських господарств. Економічно ефективно й технічно доцільно використовувати стабілізатори під час ремонту та реконструкції дорожнього одягу за

технологією холодного ресайклінгу. З метою широкого використання вітчизняного стабілізатора Дорзину, який отримав визнання в різних країнах, пропоную розглянути питання щодо його використання в дорожній галузі України.

1. В. Г. Юмашев, С. Г. Фурсов В. С. Исиев (Союздорнам) "Возможности применения стабилизаторов, предлагаемых зарубежными фирмами" Автомобильные дороги № 3-4, 1995.

2. Исследование возможности получения поверхностно-активного стабилизатора глин и глинистых грунтов стабилизатора RRP (ФРГ) из доступных источников сырья. Отделение нефтехимии Ин-Фоу АН УССР шифр темы 9.11 – Киев, 1985

3. В.В. Епишкин. Применение стабилизаторов грунта. Автомобильные дороги № 7-8, 1995.

4. Химическая стабилизация уплотнения грунтов в условиях строительства с низкими расходами. Roadbond SPP TRADEFI INTERNATIONAL LIMITED. Republik of South Africa.

5. Технология производства работ с применением стабилизаторов грунтов "Roadbond" в дорожном строительстве. Компания дорожные технологии, Москва, 1996.

6. Грунты, смеси грунто-щебеночные и песчано-гравийные, обработанные стабилизатором грунтов "Рoadbond" для дорожного строительства, технические условия ТУ 5732-000-40035037-96, Россия.

7. Roadbond. Перспективы применения в России. Автомобильные дороги №9, 1997.

8. Roadbond EN-1 "Patented Roudbase Stabilizer. Tested in the Jab. Proven in the Field. Manufactured by: c.s.s Technology", the. P.O. Box 1995.

9. ТУ 43674272-008-98

10. ТУ 6-02-5-006-91

11. ГОСТ 1378-91

З М І С Т

Белятинський А.О., Маліков В.В., Боярчук Б.А.	Аналіз результатів польових вишукувань ШЗПС військового аеродрому м. Луцька	3
Белятинський А.О., Маліков В.В., Боярчук Б.А.	Застосування методів факторного аналізу в оцінці технічного стану жорсткого покриття аеродрому	8
Верешко О.В., Вагашук Т.А.	Дослідження розвитку містобудування на прикладі уявлень про ідеальне місто.	13
Гетьман Ю.А., Шмельов А.В.	Графіті в контексті сучасного графічного дизайну	20
Дзюбинская О.В., Смаль М.В.	Проблеми розвитку урбанізованих територій	23
Дробішинець С.Я.	Доцільність виготовлення сталевібро- бетонних безнапірних водопропускних труб із додаванням добавки до бетону pantarhit gc 360 у дорожньому будівництві	24
Задорожнікова І.В.	Дослідження міцності залізобетонних балок підсилених у стиснутій зоні	34
Задорожнікова І.В.	Дослідження тріщиностійкості та прогинів балок підсилених у стиснутій зоні	40
Льчук Н.І.	Особливості та перспективи розвитку вітрової енергетики	46
Кислюк Д.Я.	Вплив попереднього напруження затяжки на напружено-деформаційний стан залізобетонної двохшарнірної арки	49
Кислюк Д.Я.	Порівняння дійсної роботи двохшарнірних з/б арок з теоретичними значеннями та нелінійним розрахунком в ПК ЛІРА 9.0	55

Колобова І.О.	Переваги сталевібробетонного покриття у конструкціях дорожнього полотна	62
Малишко О.І., Верешко О.В.	Інноваційна технологія використання пінополіуретанових композицій	66
Маліков В.В., Боярчук Б.А., Куліш М.В.	Про можливість оцінки технічного стану жорстких дорожніх покриттів із застосування методів статистичного аналізу	71
Млинарська О.О., Куц Ю.В.	Методика визначення напружень у матеріалах, що не відповідають закону Гука	76
Пагуба О.М., Івандюк А.С.	Розвиток методів дослідження стійкості стиснутих стрижнів	83
Парасюк Б.О.	Ідеальне покрівельне покриття – бітумна черепиця	91
Парфентьева І.О., Михальчук Т.Г.	Сьогодення та майбутнє сонячної енергетики в Україні	95
Пасічник Р.В.	Розрахунок оболонок складної форми	100
Пахолюк О.А.	Оцінка ефективності нових огорожувальних конструкцій	103
Ротко С.В., Зорук С.О., Москаленко О.В.	До основних положень механіки руйнування бетону та залізобетону	107
Ротко С.В., Швабюк В.І., Ротко В.О	Визначення НДС циліндричних оболонок за дії локальних навантажень	114
Синій С. В., Сунак П. О., Шостак А. В.	Сучасні конструкції штучних плавальних басейнів	121
Синій С. В., Шостак А. В., Сунак П. О.	Сучасні технології та обладнання очищення води штучних плавальних басейнів	125

Трейман Є.О., Ужегов С.О.	Глибинний двочастотний вібратор для ущільнення жорстких бетонних сумішей	132
Фоменко М. С., Смаль М. В., Дзюбинська О. В.	Експлуатована покрівля. Сучасні рішення	138
Чапук О.С.	Застосування логарифмічного закону до визначення напружень зчеплення бетону з арматурою	142
Шимчук О.П.	Структура і властивості бітумів на основі модифікаторів	147
Яковлюк Т.В. Жежерун В.Д.	Стабілізатори дорожніх мас для будівництва і ремонту автомобільних доріг	152

Наукове видання

**СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ ТА МЕТОДИ
РОЗРАХУНКІВ У БУДІВНИЦТВІ**

Збірник наукових праць

Випуск 2

Комп'ютерний набір та верстка О.В. Андрійчук

Редактор В.М. Максимович

Підписано до друку 2 жовтня 2014 р. Формат 60x84 1/16.Папір офсетний.

Гарнітура Times New Roman Суг. Друк трафаретний.

Умовн. друк. арк. 34,5. Тираж 100 пр. Зам. № 153

Віддруковано РВВ Луцького НТУ, 43018, м. Луцьк, вул. Львівська 75

Свідоцтво Держкомтелерадіо України ДК № 4123 від 28.07.2011р.