

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Сучасні технології  
та методи розрахунків у будівництві

Збірник наукових праць

Випуск 9

Луцьк – 2018

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 і студентів вищих навчальних закладів.

**Редакційна колегія:**

Головний редактор - **Шваб'юк В.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ);

Заступник редактора - **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); **Белятинський А.О.**, д.т.н., професор (Національний авіаційний університет); **Богаткевич Януш**, доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Бондарський О.Г.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Делявський М.В.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Жданюк В.К.**, д.т.н., професор (Харківський національний автомобільно-дорожній університет); **Іванченко Г.М.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Карась Славомір**, доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Максимович О.В.**, д.т.н., професор (НУ "ЛП"); **Наумов В.С.**, д.т.н., професор (Краківська політехніка, Польща); **Пастернак Я.М.**, д.ф.-м.н., доцент (Луцький НТУ); **Пустюльга С.І.**, 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"); **Грач В.М.**, д.т.н., професор (НУВГП); **Ужегова О.А.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ).

Технічний секретар - **Ужегов С.О.**

Зареєстрований Державною реєстраційною службою України (свідоцтво серія КВ, № 20340-10140Р від 31.05.2013 р.).

Включений Міністерством освіти і науки України до переліку наукових фахових видань України (Наказ МОН України, № 747 від 13.07.2015 р.).

Матеріали збірника рекомендовані до друку на засіданні Вченої ради Луцького НТУ (протокол № 11 від 22 червня 2018 р.).

**Адреса редакції:** 43018, м. Луцьк, вул. Потебні, 56, Луцький НТУ, кафедра будівництва та цивільна інженерії, e-mail: Zbirnukfbd@gmail.com, <http://bf.lntu.edu.ua/fakultet/zbirnuk.html>, телефон (0332) 26-24-60.

**ДО РОЗРАХУНКУ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА  
ДЕФОРМАЦІЯМИ**

**TO THE CALCULATION OF THE BENDING ELEMENTS BY  
DEFORMATIONS**

**Бондарський О.Г., к.т.н., доц., Ужегова О.А., к.т.н., доц.,  
Ужегов С.О., Ротко С.В., к.т.н., доц., Задорожнікова І.В., к.т.н., доц.,  
(Луцький національний технічний університет)**

**Bondarskyi O.H., Ph.D. in Engineering, Associate Professor,  
Uzhehova O.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Uzhehov S.O.,  
Rotko S.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor,  
Zadorozhnikova I.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Lutsk  
National Technical University)**

На основі чинних нормативних документів складено алгоритм для виконання розрахунку попередньо напружених згинальних елементів за деформаціями. Skorистavshись наведеним алгоритмом можна легко виконати необхідні розрахунки і зробити висновок про забезпечення (або незабезпечення) жорсткості елемента.

Calculation of deformations (deflections) is required for bending precast concrete structures, especially large spans. Deformation of the element or structure should not adversely affect their proper functioning and appearance.

Limit state of deformation may be checked by limiting the ratio "span/height" or comparing the calculated deflection with the maximum permissible deflection. Calculation of deformations are performed by providing that the construction deflection or displacement of external loads acting shall not exceed the maximum permissible values of the deflections or displacements:  $f \leq f_u$ .

Total calculated deflection for the prestressed flexible elements is determined by the formula:  $f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4$ ,  $f_1$  – the deflection of a short-period acting of static, variable long and short loads (total load), if  $\gamma_{fm} = 1$ ;  $f_2$  – the deflection of a short-period acting of static and variable long loads, if  $\gamma_{fm} = 1$ ;  $f_3$  – the deflection of a short-period acting of static

and variable long loads, if  $\gamma_{fm} > 1$ ;  $f_4$  – bending of the element due to shrinkage and creep of concrete caused by the efforts of the precompression.

The deflection or displacement of concrete structures is determined by the general rules of structural mechanics.

For flexible elements in the general case, the deflection is determined by the formula:  $f_m = \int_0^l M_x \left( \frac{1}{r} \right)_x dx$ . For statically defined elements of constant cross section, that are works on beam design, deflection is determined by the formula:  $f = \frac{1}{r} k_m l^2$ .

The maximum allowable deflections  $f_u$  should be determined according to DSTU B V.1.2-3. Under the action of static, variable long and short-time loads, and deflection of reinforced concrete elements in all cases shall not exceed 1/150 of the span and 1/75 of overhanging length.

Based on the existing regulations it was composed the algorithm of the calculation of prestressed bending elements by deformations. Using this algorithm it is easy to calculate the hardness of elements and draw conclusions about its provision (or non-provision).

Ключові слова: розрахунок, деформації, прогин, граничний стан.  
Keywords: calculation, deformation, deflection, limit state.

Розрахунок за деформаціями (прогинами) є обов'язковим для згинальних збірних залізобетонних конструкцій, особливо значних прольотів. Для зниження ваги таких конструкцій перерізи їх оптимізують, виконують ребристими, порожнистими (тонкостінними), а бетон і арматуру застосовують високої міцності, що допускає підвищені розрахункові напруження. Збільшення напружень, в свою чергу, викликає ріст повзучості бетону стиснутої зони перерізів.

Деформації елемента або конструкції не повинні несприятливо впливати на їх належне функціонування і зовнішній вигляд. Вимоги щодо обмеження прогинів наведено в [1, п. 7.4] та [2, п. 5.4].

Деформації конструкцій не повинні негативно впливати на інші закріплені елементи (перегородки, скління, лицювання, комунікації,

оздоблення), на функціонування обладнання й апаратури, а також запобігати деформаціям від затоплення плоских покрівель.

Необхідно обмежувати прогини, які можуть спричинити пошкодження прилеглих частин конструкції. Після завершення будівництва прийнятним є граничний прогин  $1/500$  прольоту при основному сполученні навантажень.

Граничний стан за деформацією може перевірятись шляхом обмеження співвідношення проліт/висота або порівнянням розрахункового прогину з гранично допустимим [2, п. 5.4.1.5].

Прогини не перевищуватимуть допустимих і обчислення можна не виконувати, якщо виконуються умови [2, п. 5.4.2]:

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_o}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right], \text{ якщо } \rho \leq \rho_o, \quad (1)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_o}} \right], \text{ якщо } \rho > \rho_o, \quad (2)$$

де  $l/d$  – граничне відношення проліт/висота (табл. 1);

$K$  – коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи (табл. 1);

$\rho_o$  – довідковий відсоток армування,  $\rho_o = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$ ;

$\rho$  – необхідний відсоток армування для розтягнутої арматури в середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень (на опорі для консолей);

$\rho'$  – необхідний відсоток армування для стиснутої арматури в середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень (на опорі для консолей);  $f_{ck}$  – в МПа.

Ці залежності були одержані за результатами параметричних досліджень серій шарнірно опертих балок і плит прямокутного перерізу за умови, що напруження у сталі при відповідному розрахунковому навантаженні за другою групою граничних станів у середині прольоту балки або на опорі консолі становить 310 МПа (що наближено відповідає  $f_{yk} = 500$  МПа). Якщо спостерігаються інші рівні напружень, то отримані значення множать на  $310/\sigma_s$ . У [2, п. 5.4.2.1] рекомендують приймати:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,red} / A_{s,prov}), \quad (3)$$

де  $\sigma_s$  – напруження розтягу сталі в середині прольоту (на опорі консолі) при розрахунковому навантаженні за другою групою граничних станів;  $A_{s,prov}$  – фактична (встановлена) площа арматурної

сталі;  $A_{s,red}$  – необхідна площа арматурної сталі за першою групою граничних станів.

Таблиця 1

Основні показники проліт/фактична висота  $l/d$  для залізобетонних елементів без осьового стиску ([2, табл. 5.4], [3, табл. 7.4])

Конструктивна система	К	Бетон при високому рівні напружень $\rho = 1,5\%$	Бетон при незначному рівні напружень $\rho = 0,5\%$
Шарнірно оперта балка; шарнірно оперта в одному або двох напрямках плита	1,0	14	20
Крайній проліт нерозрізної балки або нерозрізної в одному напрямку плити, або опертої у двох напрямках і нерозрізної вздовж довшої сторони	1,3	18	26
Внутрішній проліт балки або плити, опертої в одному або в обох напрямках	1,5	20	30
Плити, оперті на колони, без балок (плоскі перекриття) на основі довшого прольоту	1,2	17	24
Консолі	0,4	6	8

Якщо на основі аналізу результатів спрощених методів визначення прогинів вважається, що розрахунок є обов'язковим, то цей розрахунок виконують за умови, що прогини або переміщення конструкції від дії зовнішнього навантаження не повинні перевищувати гранично допустимих значень прогинів або переміщень [1, (7.4)]:

$$f \leq f_u. \quad (4)$$

Повний розрахунковий прогин визначають за формулою [4, (6.87)]:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4, \quad (5)$$

де  $f_1$  – прогин від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короточасних навантажень (повного навантаження) при  $\gamma_m = 1$ ;

$f_2$  – прогин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при  $\gamma_{fm} = 1$ ;

$f_3$  – прогин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при  $\gamma_{fm} > 1$ ;

$f_4$  – вигин елемента внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля попереднього обтиску Р.

Прогини або переміщення залізобетонних конструкцій визначають за загальними правилами будівельної механіки.

Гранично допустимі прогини  $f_u$  слід визначати згідно ДСТУ Б В.1.2-3. При дії постійних і змінних тривалих, а також і короточасних навантажень прогин залізобетонних елементів в усіх випадках не повинен перевищувати 1/150 прогону та 1/75 вильоту консолі [1, п. 7.4.4.5].

Для згинальних елементів у загальному випадку прогин визначають за формулою [2, (5.18)]:

$$f_m = \int_0^l M_x \left( \frac{1}{r} \right)_x dx, \quad (6)$$

де  $M_x$  – згинальний момент у перерізі  $x$  від дії одиничної сили, прикладеної у перерізі  $x$  у напрямку шуканого переміщення;

$(1/r)_x$  – кривина у перерізі, визначена при навантаженні, за якого визначають прогин.

Кривина  $1/r$ , залежно від розрахункової ситуації, може мати такі складові:

- кривина, обумовлена короточасною дією попереднього натягу;
- кривина, обумовлена тривалою дією попереднього натягу;
- кривина, обумовлена усадкою;
- кривина, обумовлена дією постійних та тривалих навантажень;
- кривина, обумовлена короточасною дією епізодичних навантажень.

Для статично визначених елементів постійного перерізу, що працюють за балковою схемою, прогин визначають за формулою:

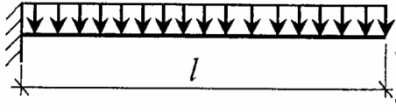
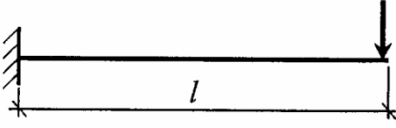
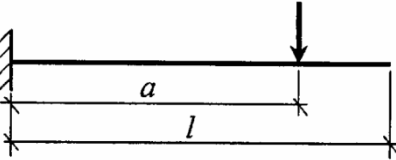
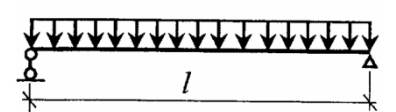
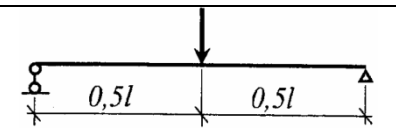
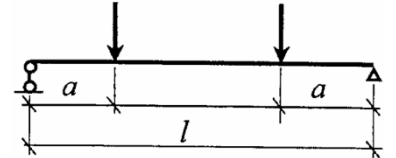
$$f = \frac{1}{r} k_m l^2, \quad (7)$$

де  $\frac{1}{r} = \xi = \frac{(\epsilon_{c(1)} + \epsilon_{c(2)})}{h}$  – кривина вигнутої осі у перерізі з

найбільшим згинальним моментом [2, п. 4.2.4];  $\epsilon_{c(1)}$  – деформації бетону стиснутої фібри;  $\epsilon_{c(2)}$  – осереднені деформації розтягнутої

фібри бетону;  $k_m$  – коефіцієнт, що залежить від розрахункової схеми і визначається за таблицею 2 [2, табл. 5.5].

Таблиця 2

Схема навантаження	Коефіцієнт $k_m$
	$1/4$
	$1/3$
	$\frac{a}{6l} \left( 3 - \frac{a}{l} \right)$
	$5/48$
	$1/12$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

На основі викладеного теоретичного матеріалу складено алгоритм розрахунку попередньо напружених згинальних елементів за деформаціями (табл. 3).

Таблиця 3

Алгоритм розрахунку попередньо напружених згинальних елементів за деформаціями

**Вихідні дані:** максимальні згинальні моменти від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короточасних навантажень (повного навантаження)  $M_{ser}$ , від нетривалої дії постійних і



<p>змінних тривалих навантажень <math>M_{nl}</math>, від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень <math>M_l</math>; фактично прийнята робоча арматура та площа її перерізу <math>A_{p,факт}</math>; розрахунковий опір арматури <math>f_{pd}</math>; модуль пружності напруженої арматури <math>E_p</math>; захисний шар бетону для робочої арматури <math>c</math>; клас бетону; розрахункова міцність бетону на стиск <math>f_{cd}</math>; висота перерізу <math>h</math>; розрахункове значення модуля пружності бетону <math>E_{cd}</math>; розрахунковий проліт <math>l</math>; коефіцієнт для визначення прогину, що залежить від розрахункової схеми <math>k_m</math>; зусилля попереднього обтиску <math>P</math>; відстань від нижньої грані до центру ваги перерізу <math>y</math>; радіус інерції перерізу <math>r</math>; граничне значення відносної висоти стиснутої зони перерізу <math>\xi_R</math>; площа зведеного перерізу <math>A_{red}</math>; момент опору зведеного перерізу <math>W_{red}</math>.</p>	
<p>Визначення прогину <math>f_1</math> від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короткочасних навантажень (повного навантаження) при <math>\gamma_{fm} = I</math> і <math>M_{ser} = M_n</math></p>	
1	Фактична робоча висота перерізу: $d = h - a$ .
2	Коефіцієнт: $\alpha_m = M / bd^2 f_{cd}$ .
3	За $\alpha_m$ знайти відповідні значення $\xi$ $\zeta$ .
4	Висота стиснутої зони: $x = d\xi$ .
5	Необхідна кількість арматури (за розрахунком на дію згинального моменту) $A_p = M / f_{pd} d \zeta$ .
6	Фактичні деформації арматури: $\varepsilon_s = \frac{A_p}{A_{p,факт}} \frac{f_{pd}}{E_p}$ .
7	Деформації бетону стиснутої фібри: $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_s \frac{x}{d - x}$ .
8	Осереднені деформації розтягнутої фібри бетону: $\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{c(1)} \frac{h - x}{x}$ .
9	Кривина $\frac{1}{r_1} = \varepsilon = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{h}$ .
10	Прогин: $f_1 = \frac{1}{r_1} k_m l^2$ .
<p>Визначення прогину <math>f_2</math> від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при <math>\gamma_{fm} = I</math> і <math>M_{nl}</math> (повторити розрахунок за алгоритмом, починаючи з п.2)</p>	

	Визначення прогину $f_3$ від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_{fm} > 1$ і $M_1$ (повторити розрахунок за алгоритмом, починаючи з п.2)
	Визначення вигину $f_4$ елемента внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля попереднього обтиску $P$
11	Ексцентриситет сили попереднього натягу: $e_{op} = y - a$ .
12	Якщо $e_{op} > r$ , то розрахунок виконати за другою формою рівноваги, перейти до п. 13. Якщо $e_{op} < r$ , розрахунок виконують за першою формою рівноваги.
13	Висота стиснутої зони: $x = x_R = d\xi_R$ .
14	Напруження в бетоні стиснутої зони: $\sigma_{c(2)} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{op}}{W_{red}}$ .
15	Деформації у бетоні стиснутої зони: $\varepsilon_{c(2)} = \frac{\sigma_{c(2)}}{E_{cd}}$ .
16	Деформації у бетоні розтягнутої зони: $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{c(2)} \frac{h-x}{x}$ .
17	Кривина вигину від попереднього напруження: $\frac{1}{r_4} = \varkappa = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{h}$ .
18	Вигин від попереднього напруження: $f_4 = \frac{1}{r_4} \times \frac{1}{8} \times l^2$ .
19	Розрахунковий прогин: $f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4$ .

Скориставшись наведеним алгоритмом можна легко виконати необхідні розрахунки і зробити висновок про забезпечення (або незабезпечення) жорсткості елемента.

**1.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України: ДБН В.2.6-98:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. **2.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України: ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010 – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. **3.** Eurocode-2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for building: EN 1992-1-1. – [Final draft, december, 2004]. – Brussels: CEN, – 2004. – 225 p. – Європейський стандарт. **4.** Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова.– К.: Вища шк., 1995. – 591 с. іл.

**РОЗМІЩЕННЯ ЗАКЛАДІВ КУЛЬТУРНО-ПОБУТОВОГО  
ОБСЛУГОВУВАННЯ НАСЕЛЕННЯ НА НЕУРБАНІЗОВАНИХ  
ТЕРИТОРІЯХ (НА ПРИКЛАДІ ВОЛИНСЬКОЇ ОБЛАСТІ)**

**THE DISTRIBUTION OF INSTITUTIONS OF CULTURAL AND  
HOUSEHOLD SERVICES OF POPULATION IN  
NON-URBANIZED TERRITORIES  
(IN THE EXAMPLE OF THE VOLYN REGION)**

**Верешко О.В., асистент, Білоус Д.Ю., студент (Луцький НТУ,  
м.Луцьк)**

**Vereshko O.V., assistant, Bilous D.J., student (Lutsk National  
Technical University, Lutsk)**

Культурно-побутове обслуговування населення в Україні, як в урбанізованих так і в неурбанізованих районах систематично покращується і удосконалюється. Однак, рівень обслуговування у різних населених пунктах все ще далеко не однаковий. Для раціонального рішення мережі культурно-побутового обслуговування важливо визначити залежність між величиною і типами населених місць в неурбанізованих районах та їх значення в міжселенній системі культурно-побутового обслуговування.

The level of cultural and household services in Ukraine, both in urbanized and in non-urbanized territories, are systematically upgraded and improved. However, the level of service in different settlements is still far from the same.

For a rational decision of the network of cultural and household services, it is important to determine the relationship between the sizes and types of settlements in the non-urbanized territories and their significance in the internally-populated system of cultural and household services, as well as the degree of their cultural and household influence.

Experience shows that relatively rarely in boarder a separate settlement there is a complex of cultural and household services of population. Almost everywhere there are no institutions and enterprises of civil catering and household services. Often combined - children's

institutions, main school, club, shop with a mixed assortment of products, sometimes a household shop, a feldsher-obstetrician station. However, in the vast majority of settlements there are none of the listed institutions. In most cases, there is a lack of children's and medical institutions.

The modern cultural and household connections on the non-urbanized territories are chaotic, which is mainly due to the lack of clarity in the placement of cultural and household institutions. Some institutions have the service zones with different size. However, these connections between the separate settlements differ in varying degrees of intensity, which allows to trace the basic relationships and patterns of cultural and household interaction of inhabited places in the system of resettlement on the non-urbanized territories.

The dispersed placement of cultural and household institutions does not create conditions for the complexity of service to the population and leads to unnecessary time spent on moving from one institution to another. In this case, the possibility of cooperation and association of institutions is excluded. The listed disadvantages are excluded in the concentrated placement of institutions either in one center or in several specialized service centers.

The whole system of cultural and household services on the non-urbanized territories requires a significant reorganization, which requires large investments in the new construction and reconstruction of existing civil buildings.

Ключові слова: неурбанізовані території, культурно-побутове обслуговування, населені пункти

Keywords: non-urbanized territories, cultural and household services, settlements

В даний час поняття «неурбанізовані території» у вітчизняній і зарубіжній науці є недостатньо пропрацьованим. Воно не має загального наукового обґрунтування ні в науковій літературі, ні в діючих нормативно-правових актах. Ця обставина обмежує можливості створення ефективних інструментів стратегічного планування в муніципальних утвореннях неурбанізованих територій для вирішення накопичених проблем і протиріч. Термін «неурбанізовані території» був введений Організацією економічного співробітництва і розвитку в 2000-х рр.

У зарубіжній літературі під «неурбанізованими територіями» розуміють великі простори, зайняті муніципальними розосередженими утвореннями з чисельністю населення менше 100000 чоловік та відповідні міжселенні території [4].

На сьогоднішній день великого соціального значення набуває раціональна організація системи культурно-побутового обслуговування сільського населення. Ця система повинна забезпечити високий рівень культурно-побутового обслуговування. Однак, її соціальна структура буде своєрідною у зв'язку із специфічними умовами сільськогосподарського виробництва і сільського розселення.

Культурно-побутове обслуговування населення в Україні, як в урбанізованих так і в неурбанізованих районах систематично покращується і удосконалюється. За останні десятиліття у містах та селах країни споруджено велику кількість цивільних будівель та споруд, значно розширилася мережа культурно-побутових закладів. Однак, рівень обслуговування у різних населених пунктах все ще далеко не однаковий. Як правило, більш крупні населені пункти мають більш розвинену мережу закладів культурно-побутового призначення, як за їх складом, так і за місткістю. Найбільш розвинена мережа культурно-побутових закладів у крупних та середніх містах – промислових, адміністративно-господарських та культурних центрах країни. Значно менше розвинена мережа культурно-побутових закладів у малих містах. І насамкінець, комплекс культурно-побутових закладів у малих населених пунктах (селища міського типу, селах), в кращому випадку обмежена закладами повсякденного користування [1].

Для раціонального рішення мереж культурно-побутового обслуговування важливо визначити залежність між величиною і типами населених місць в неурбанізованих районах та їх значення в міжселенній системі культурно-побутового обслуговування, а також ступінь їх культурно-побутового впливу.

Виходячи зі складу і функцій культурно-побутових закладів, розміщених в різних населених пунктах в неурбанізованих районах країни їх можна поділити на п'ять основних груп: а) населені пункти, в яких повністю відсутні будь-які культурно-побутові заклади; б) населені пункти, склад культурно-побутових закладів яких обмежений закладами першого ступеня обслуговування; в) населені пункти, в яких розміщуються культурно-побутові установи

другого ступеня обслуговування; г) населені пункти, в яких розміщується комплекс культурно-побутових закладів третього ступеня обслуговування; д) населені пункти, в яких розміщуються культурно-побутові заклади четвертого ступеня обслуговування.

До населених пунктів групи «а», як правило, відносяться найменші за чисельністю населення населені пункти (до 100-150 чоловік), які знаходяться переважно на відстані пішохідного доступу до ближніх населених місць – культурно-побутових центрів, а також окремі хутори, дрібні залізничні селища, станції та ін. (с. Заприп'ять Ратнівського району, с. Довгів Горохівського району, хутір Бабаці Любомльського району).

Населені пункти групи «б» можуть бути центральними селищами сільськогосподарських підприємств (с. Замшани Ратнівського, с. Мерва Горохівського району). Чисельність населення цих населених пунктів не перевищує 1500 чол.

Населені пункти, які утворюють групу «в» є в основному центральними селищами сільськогосподарських підприємств. Чисельність населення їх коливається від 1500 до 4000-5000 і більше жителів (смт. Колки Маневицького район, смт. Торчин Луцького району).

Населені пункти групи «г» найчастіше відносяться до категорії поселень аграрно-промислового профілю – крупних сіл, селищ міського типу і міст. Це, як правило, найбільші населені пункти району (смт. Турійськ, м. Рожище). Кількість мешканців цих населених пунктів досягає 25 тисяч чоловік.

Населені пункти групи «д» являють собою організаційно-господарські центри сільських адміністративних районів, несільсько-господарські населені пункти з розвиненими промисловими і транспортними функціями (м. Ковель). Кількість мешканців цих населених місць перевищує 25 тисяч чоловік.

Досвід показує, що порівняно рідко в межах одного населеного пункту зустрічається комплекс культурно-побутового обслуговування населення. Майже всюди відсутні заклади та підприємства громадського харчування і побутового обслуговування. Найчастіше поєднуються – дитячі заклади, основна школа, клуб, магазин із змішаним асортиментом товарів, іноді господарчий магазин, фельдшерсько-акушерський пункт. Однак, у переважній більшості населених пунктів відсутні будь-які з перерахованих закладів. В більшості випадків не вистачає дитячих і

медичних закладів. В цьому випадку жителі вказаних населених місць отримують відповідні послуги в закладах розташованих поблизу населених пунктів, в яких вони або «приписані» (медичні установи, школи), або об'єднуються територіально.

При цьому можна виділити два характерні випадки взаємного розташування населених місць в зоні обслуговування закладів першого ступеня. Перший – коли відстань між населеними пунктами не перевищує 3-5 км, що практично забезпечує можливість пішохідно-велосипедного зв'язку. Другий – коли відстань між населеними пунктами об'єднаних спільною системою закладів перевищує 5 км, що значно ускладнює зв'язок між ними.

В першому випадку склад та структура культурно-побутових закладів, так як і форми обслуговування залишаються без змін, в другому – необхідні спеціальні заходи для забезпечення зручності обслуговування: організаційний підвіз дітей в дитячі заклади і школи, планові виїзди фельдшерів та акушерок в «приписні» населені пункти для прийомів і проведення профілактичних оглядів та ін.

Розміщення культурно-побутових закладів другого ступеня обслуговування. Не дивлячись на порівняно велику кількість населених місць, в яких розміщуються культурно-побутові заклади, комплексні центри, у склад яких входили б заклади, що охоплюють всі необхідні функції культурно-побутового обслуговування населення, зустрічаються вкрай рідко. Найчастіше перелік закладів, розміщених в цих населених пунктах обмежений 1-3 видами закладів в наступних варіантах: середня школа, сільський універмаг, ФАП з амбулаторією.

Склад і розміщення культурно-побутових закладів третього ступеня обслуговування в населених пунктах є відносно однаковими.

В практиці відомо три основних випадки взаємного розміщення цих центрів. Перший – розміщення в центрі зони обслуговування. Відстань до найближчого центру 20-30 км. Другий – відстань між центрами до 20 км. Третій – відстань між центрами більше 30 км.

В першому випадку відбувається чітке розділення зон обслуговування, що забезпечує нормальне завантаження культурно-побутовими закладами, в другому – відбувається «накладання» суміжних зон, в результаті чого нераціонально використовується обслуговуючий заклад, в третьому – створюються значні

незручності для населення завдяки великому віддаленню центрів обслуговування.

Культурно-побутові заклади населених місць групи четвертого ступеня обслуговування є закладами епізодичного використання. Радіус обслуговування таких закладів становить 50-60 км.

Таким чином, функції населеного пункту в наведеній системі культурно-побутового обслуговування, перелік закладів та їх місткість знаходяться в залежності з величиною (чисельністю населення) населеного пункту та його економічним значенням.

Величина населених місць і система розселення не урбанізованих територій України коливається у значних межах. Це визначає і відмінності у складі і переліку закладів культурно-побутового обслуговування, що в свою чергу є причиною виникнення культурно-побутового тяжіння між населеними пунктами. Як правило, більш дрібні населені пункти тяжіють до більш великих, утворюючи концентричну систему, центри яких в свою чергу тяжіють до більш великих населених пунктів.

Величина зони культурно-побутового впливу населених місць знаходиться в значній залежності від їх величини (чисельності населення). Відомо, що чим більший населений пункт, тим більша його «сила тяжіння», чим більша різниця у величині центру і тяжіння до нього населених пунктів, тим, відповідно, більше відмінностей в складі і практичності культурно-побутових закладів, а отже і сила тяжіння до центру.

Аналіз діяльності мереж культурно-побутових закладів, який проводиться на основі обстежених районів свідчить про широкі культурно-побутові зв'язки, які існують між населеними пунктами. Міжселенні культурно-побутові зв'язки на неурбанізованих територіях є закономірними й виправдані об'єктивними умовами розселення і організації культурно-побутового обслуговування на цих територіях. Сучасні культурно-побутові зв'язки на неурбанізованих територіях носять хаотичний характер, що головним чином викликано відсутністю чіткості в розміщенні культурно-побутових закладів. Окремі заклади мають різні по величині зони обслуговування. Однак ці зв'язки між окремими населеними пунктами відрізняються різною ступінню інтенсивності, що дозволяє простежити основні зв'язки й закономірності культурно-побутового взаємовпливу населених місць в системі розселення на неурбанізованих територіях.



Таким чином, практика показує, що ступінь культурно-побутового впливу різних населених місць неоднакова. Вона визначається сумою факторів найважливішими з яких є: величина (чисельність населення) населеного пункту; величина місць, які тяжіють; економічне і адміністративне значення населеного пункту; характер зовнішніх трудових зв'язків; характер міжселенних транспортних зв'язків.

Розглядаючи численні приклади розміщення культурно-побутових закладів в населених пунктах різною величиною й значення в міжселенному обслуговуванні населення можна відмітити три характерні приклади, які існують в практиці: перший – розосереджене розміщення закладів по всій території населеного пункту; другий – концентроване розміщення закладів в межах площі або відрізка головної вулиці; третій – розміщення культурно-побутових закладів в декількох (2-3) центрах.

Практика показує, що розосереджене розміщення культурно-побутових закладів не створює умов для комплексності обслуговування населення і веде до зайвих витрат часу на переміщення від одних закладів до інших. В цьому випадку виключається можливість кооперування та об'єднання закладів. Перераховані недоліки виключаються при концентрованому розміщенні закладів або в одному центрі, або в декількох спеціалізованих за видами обслуговування центрах.

**Висновки.** В результаті вище викладеного приходимо до висновку, що вся система культурно-побутового обслуговування на неурбанізованих територіях потребує значної реорганізації, що потребує великих капіталовкладень в нове будівництво і реконструкцію існуючих громадських будівель.

1. Дёмин Н. М. Управление развитием градостроительных систем. – К.: Будівельник, 1991. – 184 с. 2. Про основи містобудування: Закон України від 16.11.1992 № 2780-XII // Відомості Верховної Ради України. – 1992. – № 52. – Ст. 683. 3. Сохнич А.Я. Використання земель населених пунктів з основами містобудування. – Львів: Ліга-Прес, 2010. – 168 с. 4. Шевелева Р. Н. Понятие и признаки неурбанизированных территорий // Молодой ученый. — 2015. — №8. — С. 696-698. — URL <https://moluch.ru/archive/88/17285/> (дата звернення: 17.05.2018).

**ОГЛЯД ОСОБЛИВОСТЕЙ ВРАХУВАННЯ НЕЛІНІЙНОСТІ  
ПРИ ПРОЕКТУВАННІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ У ПК  
«ЛІРА-САПР» ТА «SCAD»**

**REVIEW OF NONLINEARITY FEATURES FOR DESIGNING  
CONSTRUCTION IN SOFTWARE COMPLEXES "LIRA-SAPR"  
AND "SCAD"**

**Вінцюк М.В.,** магістр будівництва, **Самчук В.П.,** к.т.н., доц.,  
(Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

**M. Vintsyuk, MSc in civil engineering, V. Samchuk, Ph.D. in  
Engineering, Associate Professor, (Lutsk National Technical University)**

Нормативні документи, що діють на території України, рекомендують під час розрахунку будівельних конструкцій враховувати нелінійні характеристики матеріалів. У публікації виконано огляд методів і способів врахування різного роду нелінійностей під час розрахунку конструкцій в ПК «ЛІРА-САПР» та «SCAD».

Normative documents, which are valid on the territory of Ukraine, are recommended during the calculation of building structures to take into account nonlinear characteristics of materials. The publication reviews the methods of taking into account various nonlinearities during the calculation of structures in the SC "LIRA-SAPR" and "SCAD".

Calculation of structures should be as accurate as possible to reflect the actual operating conditions of the object and its stress-strain state.

The tasks of calculating bearing structures focused on refined prediction of the peculiarities of the system's behavior at all stages of its work, including the stages preceding the destruction, can often not be solved by methods of linear construction mechanics. Deviations from Hooke's law (physical non-linearity), the refusal to consider equilibrium conditions in geometric terms of the undeformed state (geometric nonlinearity), and the consideration of a possible change in the calculation scheme in the process of deformation (constructive nonlinearity) constitute the usual "set of nonlinearities".

In order to analyze as accurately as possible, the work of the design at all stages of its load, the calculation must be performed on the basis of a calculation model, which must take into account the factors that have a significant impact on the stress and deformed state of structures. In forming the calculation model, as a rule, it is advisable to take into account nonlinear effects: the geometric and physical nonlinearity of the elements and the system as a whole, the effect of structural deformations on the change in the values of the load on it, and so on.

Modern software systems make it possible to take into account physical, geometric and constructive nonlinearities. This allows for a more precise calculation of building structures in order to find the possibility of saving materials and studying the actual operation of the construction at the stages of its construction and operation.

Ключові слова: нелінійність, нелінійний розрахунок, розрахунок будівельних конструкцій

Keywords: nonlinearity, nonlinear calculation, calculation of building constructions

**Постановка проблеми.** Розрахунок конструкцій повинен якомога достовірніше відображати дійсні умови роботи об'єкта та його напружено-деформований стан. Якщо задача розв'язується в лінійній постановці, тоді приймається лінійна залежність між силами, що діють на конструкцію, і переміщеннями її точок, а в основі фізичних рівнянь, як правило, лежить узагальнений закон Гука. Насправді це часто не відповідає дійсності. Наприклад, бетон, характеризується нелінійною залежністю між напруженнями та деформаціями, навіть при невеликих навантаженнях. Така нелінійність називається фізичною. При значних переміщеннях елементів конструкцій необхідно враховувати геометричну нелінійність. Особливе місце займає конструктивна нелінійність, пов'язана зі зміною розрахункової схеми конструкції в процесі навантаження.

Завдання розрахунку несучих конструкцій, орієнтовані на уточнене прогнозування особливостей поведінки системи на усіх етапах її роботи, включаючи ті, що передують руйнуванню, найчастіше не можуть бути вирішені методами лінійної будівельної механіки. Відхилення від закону Гука (фізична нелінійність), відмова від розгляду умов рівноваги в геометричних термінах

недеформованого стану (геометрична нелінійність), врахування можливої зміни розрахункової схеми в процесі деформування (конструктивна нелінійність) – складають звичайний «набір нелінійностей».

З метою якомога точнішого аналізу роботи конструкції на усіх етапах її навантаження, розрахунок необхідно виконувати на основі розрахункової моделі, яка повинна враховувати чинники, що мають істотний вплив на напружений і деформований стан конструкцій. При формуванні розрахункової моделі, як правило, доцільно врахувати нелінійні ефекти: геометричну та фізичну нелінійність елементів і системи в цілому, вплив деформацій конструкцій на зміну значень діючих на неї навантажень, тощо.

**Аналіз останніх досліджень.** Для розрахунку та конструювання будівельних конструкцій широко використовуються програмні комплекси, серед яких особливої уваги заслуговують ПК «ЛІРА-САПР» та «SCAD».

Опису їх функціональних можливостей присвячено чимало робіт, зокрема [1], [2] та [3]. Проте актуальними залишаються питання пов'язані з оглядом та аналізом методів нелінійного розрахунку, які дозволяють проводити уточнене проектування будівельних конструкцій, яке, у свою чергу, приведе до економного використання будівельних матеріалів.

**Метою дослідження** є аналіз методів проектування, які дозволяють проводити уточнений розрахунок будівельних конструкцій з метою пошуку можливості економії матеріалів і дослідження реальної роботи конструкції на етапах її зведення та експлуатації.

**Виклад основного матеріалу дослідження.** Врахування нелінійної роботи залізобетону в ПК «ЛІРА-САПР» представлений методом «Інженерна нелінійність». Цей метод дозволяє визначити реальні жорсткісні характеристики поперечного перерізу, які можуть бути заниженими у зв'язку з появою тріщин, пластичними деформаціями бетону й арматури.

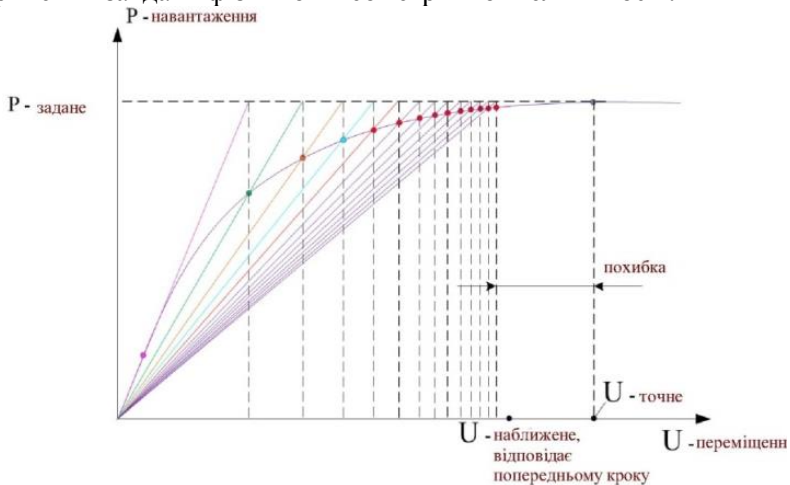
У ПК «ЛІРА-САПР» для вирішення фізично та геометрично нелінійних, а також задач з конструктивною нелінійністю і попереднього напруження призначений нелінійний процесор. У фізично нелінійних задачах відсутня лінійна залежність між напруженнями та деформаціями. Матеріал конструкції

підпорядковується нелінійному закону деформування. Вирішення таких завдань проводиться кроковим методом.

У геометрично нелінійних задачах відсутня лінійна залежність між деформаціями та переміщеннями. Вирішення цих завдань проводиться також кроковим методом, причому крок вибирається автоматично. У задачах з конструктивною нелінійністю має місце зміна розрахункової схеми під час деформування конструкції. Так, наприклад, у контактних задачах при досягненні деякою точкою конструкції певної величини переміщення, виникає контакт цієї точки з опорою. При вирішенні задач конструктивної нелінійності, а також у задачах з односторонніми зв'язками і такими, які враховують наявність тертя, застосовується кроково-ітераційний метод. При вирішенні задач, які моделюють пружно-пластичну роботу матеріалу, що описується діаграмою Прандтля, також застосовується кроково-ітераційний метод.

Нелінійний процесор реалізує кілька методів для вирішення нелінійних задач різних типів:

– кроковий метод (рис. 1), як правило, застосовується для вирішення завдань фізичної і геометричної нелінійності.



– метод січних (метод Біргера, рис. 2), як правило, застосовується для вирішення фізично нелінійних задач у режимі «інженерна нелінійність».

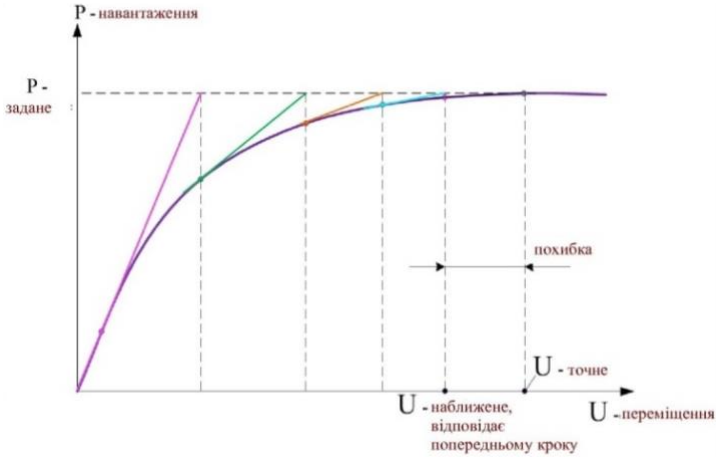


Рис. 2. Метод січних

– ітераційний метод (спрощений метод Ньютона, рис. 3.) застосовується для вирішення завдань конструктивної нелінійності (односторонні зв'язку) і ґрунтових масивів.

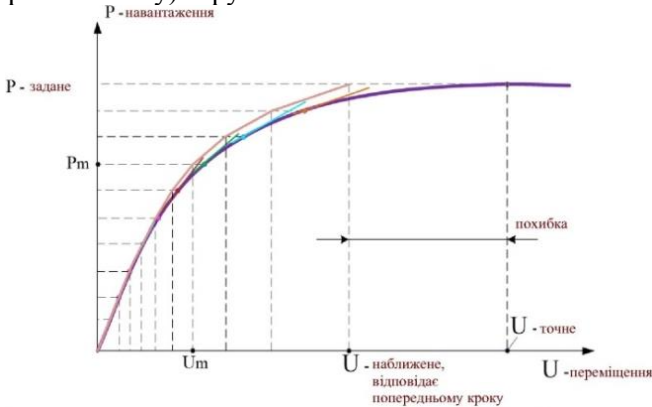


Рис. 3. Ітераційний метод

Розглянемо алгоритми створення в ПК «ЛІРА-САПР» розрахункових моделей з врахуванням різних видів нелінійності.

#### Фізична нелінійність.

##### 1. Створення розрахункової схеми.

1.1. Задання вхідних даних (геометрія, граничні умови, навантаження, характеристики жорсткості).

1.2. Задання скінченних елементів, які враховують фізичну нелінійність.

1.3. Задання законів нелінійного деформування основного та армуючого матеріалів, закон повзучості, задання параметрів арматурних включень.

2. Моделювання нелінійних навантажень. У таблиці моделювання нелінійних навантажень необхідно вказати кількість кроків, коефіцієнти до навантажень, сформувані послідовність завантаження, задати вік бетону.

3. Розрахунок. На кожному кроці для елементів обчислюються зусилля, для вузлів – переміщення. Враховується інформація про стан матеріалу в елементах конструкції. Також визначаються НДС конструкції з врахуванням впливу повзучості в заданий момент часу.

4. Аналіз.

*Геометрична нелінійність.*

1. Створення розрахункової схеми.

1.1. Задання вхідних даних (геометрія, граничні умови, навантаження, характеристики жорсткості).

1.2. Задання скінченних елементів, які враховують геометричну нелінійність.

2. Моделювання нелінійних навантажень. Заповнення таблиці моделювання нелінійних навантажень, вибір методу розрахунку: перший тип – простий кроковий, другий – автоматичний вибір кроку.

3. Розрахунок. На кожному кроці для елементів обчислюються зусилля, для вузлів – переміщення.

4. Аналіз.

*Конструктивна нелінійність.*

1. Створення розрахункової схеми

1.1. Задання вхідних даних (геометрія, граничні умови, навантаження, характеристики жорсткості).

1.2. Задання скінченних елементів, які враховують конструктивну нелінійність.

2. Моделювання нелінійних навантажень. У таблиці моделювання нелінійних навантажень необхідно вказати кількість кроків, коефіцієнти до навантажень, сформувані послідовність завантаження, задати вік бетону.

3. Розрахунок. У процесі розрахунку на кожній ітерації генерується нова розрахункова схема, яка враховує виключені зв'язки на даній ітерації. Розрахунок закінчується, коли

розрахункова схема на  $n$  етапі відповідає розрахунковій схемі на  $n-1$  етапі.

#### 4. Аналіз.

ПК «SCAD» також дозволяє розраховувати нелінійні системи.

Геометрично нелінійна робота пружної системи пов'язана з необхідністю враховувати зміни геометрії системи при її деформації під дією навантажень. При цьому можуть розглядатися геометричні спотворення різної величини, але в ПК «SCAD» передбачається можливість обліку тільки, так званого, «наближення Кармана», коли передбачається, що квадрати кутів повороту елементів розглянутої розрахункової схеми є величинами того ж порядку меншості, що і відносні подовження в матеріалі, які у свою чергу вважаються малими в порівнянні з одиницею [3].

Розглядається взаємодія між прогинами та подовжніми зусиллями (явище подовжнього вигину у стрижнях) коли, наприклад, для гнучкої пластини товщиною  $h$  замість лінійного рівняння:

$$\frac{D}{h} \nabla^2 \nabla^2 \omega = \frac{q}{h}, \quad (1)$$

використовуються рівняння:

$$\frac{D}{h} \nabla^2 \nabla^2 \omega = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} + \frac{q}{h}, \quad (2)$$
$$\nabla^2 \nabla^2 \phi = E \left[ \left( \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \right)^2 - \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right],$$

відносно функції прогинів  $\omega(x, y)$  і функції напружень  $\phi(x, y)$ , через яку визначаються мембранні зусилля як:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2}; \sigma_y = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}; \tau_{xy} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y}.$$

У (1) і (2) використано позначення диференціального оператора

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2},$$

де:  $q$  – величина навантаження.

Нелінійні розрахунки в ПК «SCAD», так як і в ПК «ЛІРА-САПР», виконуються з використанням крокового методу в декількох його модифікаціях:

- простий кроковий метод;
- кроковий метод з уточненнями;



– кроково-ітераційний.

Реалізована можливість дослідження історії нелінійного завантаження у вигляді задання послідовності окремих їх варіантів. У цьому випадку початок застосування нового нелінійного завантаження відповідає закінченню попереднього, тобто нове завантаження – продовження попереднього. Зокрема, можливе використання раніше змодельованого завантаження, але з від'ємною величиною коефіцієнта, що дозволяє дослідити повний цикл "навантаження-розвантаження". Цей прийом дає можливість оцінити точність розрахунку стосовно розбіжностей початкового та кінцевого стану системи.

Аналіз напружено-деформованого стану конструкції з урахуванням нелінійних ефектів виконується в тих випадках, коли в розрахунковій схемі задано принаймні один нелінійний елемент. У якості таких елементів можуть бути призначені стержні різного вигляду, три- і чотирикутні елементи оболонки, для яких передбачено врахування геометричної нелінійності, а також одно- та двовузлові елементи, що моделюють односторонні зв'язки та вантові елементи. Допускається комбінування в одній задачі лінійних та нелінійних скінченних елементів.

**Висновки.** Сучасні програмні комплекси дають можливість врахувати фізичну, геометричну та конструктивну нелінійності. Це дозволяє проводити уточнений розрахунок будівельних конструкцій з метою пошуку можливості економії матеріалів і дослідження реальної роботи конструкції на етапах її зведення та експлуатації.

На даний момент у ПК «ЛІРА САПР» та «SCAD» реалізовано врахування таких видів нелінійностей як фізична, геометрична та конструктивна.

1. Городецкий А.С. Вопросы расчета конструкций в упругопластической стадии с учетом применения ЭЦВМ // ЭЦВМ в строительной механике. Труды первого всесоюзного совещания по применению ЭЦВМ в строительной механике (г. Ленинград, 1963г.) – Л.-М.: Издательство литературы по строительству, 1966. – С. 52-57. 2. Городецкий А.С. К расчету тонкостенных железобетонных конструкций в неупругой стадии // Сборник трудов НИИСК «Строительные конструкции». К.: Будівельник, 1965.- №3. – С.21-27. 3. Перельмутер А.В., Сливкер В.І. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. - М.: ДМК Прес, 2007. - 600 с., ил.

**ДОСЛІДЖЕННЯ РЕКРЕАЦІЙНИХ ТЕРИТОРІЙ В  
РОЗРІЗІ ЗЕМЕЛЬ РІЗНОГО ЦІЛЬОВОГО ПРИЗНАЧЕННЯ**

**RESEARCH OF RECREATIONAL TERRITORIES IN THE  
CONTEXT OF THE LANDS OF DIFFERENT TARGET  
APPOINTMENT**

**Дзюбинська О.В., асистент, Смаль М.В., к.т.н., доцент,  
Дзюбинський А.В., к.е.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Dzubynska O.V., assistant, Smal M.V., Ph.D., associate Professor,  
Dzubynskij A.V., Ph.D., associate Professor (Lutsk National Technical  
University, Lutsk)**

В статті досліджено проблеми визначення рекреаційних територій, проаналізовано причини, що ускладнюють оцінку рекреаційних територій, подано класифікацію земель різного цільового призначення з точки зору використання їх в рекреаційній діяльності.

In the article is investigated the problem of definition of recreational territories, are analyzed the reasons, that complicate the estimation of recreational territories, is given the classification of land of different target appointment in terms of using them in recreational activities.

Output of recreational activities on the advanced positions of the economy requires the involvement in this field of practitioners and scientists of different directions: geographers, economists, architects, builders, ecologists, appraisers, land surveyors etc. Due to such an integrated approach, is achieved implementation theoretical recommendations as to the effectiveness of the organization and use of recreational areas and their objective assessment.

At the present time, the land of recreational purposes is a separate category of land in Ukraine and have a special legal regime. But, recreational activities are carried out in other categories of land, which does not always allow to reliably identify recreational territories.

Ability to use the territory for recreational purposes is determined by the presence of a certain type of recreational resource. Therefore, in

our opinion, an important step is the definition of territories that can be used for recreational purposes and their classification by type of activity.

Above problems of determination of land of recreational purpose worked scientists of many scientific directions. At the same time, the question of estimation of land which are used for recreational and tourist activities remain poorly researched.

In today's Ukrainian legislation there is no precise differentiation of conceptions of the recreational area and the land of recreational destination. However, it is obvious that the recreational area is the wider concept, since the recreational territories can be located as on land specifically designated for this purpose, as for other categories of lands.

Complexity of estimation of recreational territories is the absence of a clear differentiation of land, which are used for recreational purposes from other categories, lack of inventory of recreational lands and objects.

Ключові слова: рекреаційні території, оцінка земель, цільове призначення, рекреаційні ресурси

Key words: recreational territories, estimation of lands, purpose, recreational resources

Виведення рекреаційної діяльності на передові позиції економіки вимагає залучення в дану галузь спеціалістів-практиків і вчених різних напрямків: географів, економістів, архітекторів, будівельників, екологів, оцінювачів, землепорядників та ін. Завдяки такому комплексному підходу досягається впровадження теоретичних рекомендацій щодо ефективності організації і використання рекреаційних територій та їх об'єктивної оцінки.

На даний час землі рекреаційного призначення є окремо визначеною категорією земель України і мають особливий правовий режим. Проте рекреаційна діяльність проводиться і на інших категоріях земель, що не завжди дозволяє достовірно визначити рекреаційні землі.

Можливість використання території з рекреаційною метою визначається наявністю певного виду рекреаційного ресурсу. Тому, на нашу думку, важливим є етап визначення територій, які можуть використовуватися в цілях рекреації та їх класифікація за видами діяльності.

Над проблемами визначення земель рекреаційного призначення працювали вчені багатьох наукових напрямків. Правовий режим

рекреаційних територій висвітлений в роботах вчених-правовиків [1]. Класифікація рекреаційних ресурсів розроблена в працях з туризму та курортології [2]. Вирішення проблем грошової оцінки земель рекреаційного призначення розкрито в роботах Ю. Дехтяренка, Ю. Манцевича, А. Мартина, Ю. Палехи та інших [3, 4]. В той же час питання оцінки земель, що використовуються для рекреаційно-туристичної діяльності залишаються малодослідженими.

В сучасному законодавстві України немає точного розмежування понять рекреаційна зона (територія) та землі рекреаційного призначення [1]. Однак очевидним є те що рекреаційні території поняття ширше, оскільки зони рекреації можуть розміщуватися як на землях спеціально для цього призначених, так і на землях інших категорій (парки на землях населених пунктів, лісосмуги та лісопарки на землях лісового фонду, кемпінги на землях природо заповідного фонду тощо)[2],[3]. Іншими словами рекреаційні території (акваторії) - ділянки суші (водного простору), які можуть бути використані для здійснення рекреаційної діяльності та відпочинку рекреантів, або на яких можуть бути розміщені рекреаційні ресурси.

Складність оцінки рекреаційних територій полягає у відсутності чіткого розмежування земель, які використовуються в рекреаційних цілях від інших категорій, відсутності кадастру рекреаційних земель та об'єктів. При проведенні нормативної грошової оцінки земель різних категорій за основним цільовим призначенням, на яких проводиться рекреаційна діяльність, неодноразово виникає проблема врахування функціонального використання цих земельних ділянок.

Відповідно до класифікації [5] рекреаційні ресурси діляться на спеціалізовані або цільові (суто рекреаційного користування) і багатоцільові. До першої групи належать лікувальні грязі і мінеральні води, до другої – багатоцільові: рослинні, водні, кліматичні ресурси, які виступають ресурсами комбінованого використання [5].

Зважаючи на значний перелік рекреаційних ресурсів виникає питання їх місцезнаходження. Нами проаналізовані всі види цільового призначення земель та складена класифікація рекреаційних діяльностей, які можна на них здійснювати (табл. 1) [6-13].

Таблиця 1

Рекреаційна діяльність на землях різного цільового призначення

№ з/п	Види цільового призначення земель	Рекреаційна діяльність
1	2	3
<b>I. Землі сільськогосподарського призначення</b>		
1	Для ведення фермерського господарства	Культурно-пізнавальна: - натуралістична
2	Для ведення особистого селянського господарства	
3	Землі житлової та громадської забудови	
4	Для будівництва обслуговування житлового будинку, господарських будівель і споруд (присадибна ділянка)	Культурно-пізнавальна: - натуралістична
5	Для будівництва обслуговування об'єктів туристичної інфраструктури та закладів громадського харчування	Оздоровча: - маршруто-прогулянкова; - спортивна; - водноспортивна; Розважальна рекреація.
<b>II. Землі природно-заповідного фонду</b>		
	Для збереження та використання:	
1	біосферних заповідників	Оздоровча: - маршруто-прогулянкова; Культурно-пізнавальна: - натуралістична
2	природних заповідників	
3	національних природних парків	
4	ботанічних садів	
5	зоологічних парків	
6	дендрологічних парків	
7	парків пам'яток садово-паркового мистецтва	
8	заказників	
9	заповідних урочищ	
10	пам'яток природи	
11	регіональних ландшафтних парків	
<b>III. Землі оздоровчого призначення</b>		
1	Для будівництва і обслуговування санаторно-оздоровчих закладів	Лікувальна

Продовження таблиці 1

1	2	3
<b>IV. Землі рекреаційного призначення</b>		
1	Для будівництва та обслуговування об'єктів рекреаційного призначення	Оздоровча: - маршруто-прогулянкова; - спортивна; - водноспортивна; - купально-пляжна; Культурно-пізнавальна: - культурно-історична Розважальна: - театрально-концертна; - активно-відпочинкова
2	Для будівництва та обслуговування об'єктів фізичної культури спорту	Оздоровча: - спортивна; - водноспортивна Розважальна: - активно-відпочинкова
3	Для індивідуального дачного будівництва	Оздоровча: - маршруто-прогулянкова
4	Для колективного дачного будівництва	
<b>V. Землі історико-культурного призначення</b>		
1	Для розміщення та обслуговування музейних закладів	Культурно-пізнавальна: - культурно-історична
<b>VI. Землі лісогосподарського призначення</b>		
1	Для ведення лісового господарства і пов'язаних з ним послуг	Оздоровча: - маршруто-прогулянкова; - полювання

Продовження таблиці 1

1	2	3
VII. Землі водного фонду		
1	Для культурно-оздоровчих потреб, рекреаційних, спортивних і туристичних цілей	Лікувальна: - клімато-лікування; - бальнеолікування; - грязелікування. Оздоровча: - маршрутопрогулянкова; - водноспортивна; - рибальство; - купально-пляжна Культурно-пізнавальна рекреація: - натуралістична
VIII. Землі запасу		Можливо всі перелічені види
IX. Землі загального користування		Оздоровча рекреація: - маршрутопрогулянкова; - водноспортивна; - купально-пляжна Культурно-пізнавальна

Висновки. З вище викладеного випливає, що рекреаційні території знаходяться на різних за організаційним і правовим режимами землях та входять до складу земель різних категорій і можуть перебувати в землях запасу кожної категорії. При проведенні нормативної грошової оцінки земельних ділянок в межах категорій земель різного цільового призначення потрібно застосовувати коефіцієнт функціонального використання для земельних ділянок,

на яких проводиться рекреаційна діяльність, як для змішаного використання і визначати як середньозважене значення (за площею) коефіцієнтів функціонального використання окремих частин земельної ділянки змішаного використання.

1. Бондар Л. О. Правовий режим земель рекреаційного призначення / Л. Бондар. // Право. — 2010. — № 11. — С. 34 — 40. 2. Фоменко Н. В. Рекреаційні ресурси та курортологія / Н. Фоменко. — К.: Центр навчальної літератури, 2007. — 312 с. 3. Методичні основи грошової оцінки земель в Україні / [Дехтяренко Ю. Ф., Лихогруд М. Г., Манцевич Ю. М., Палеха Ю. М.]. — К.: Профі, 2007. — 624 с. 4. Мартин А. Г. Нормативна грошова оцінка земель несільськогосподарського призначення: підходи до реалізації нового методичного підходу / А. Мартин. — [Електронний ресурс]. — Режим доступу : <http://zsu.org.ua/andrij-martin/9221>. 5. Нудельман М. С. Социально-экономические проблемы рекреационного природопользования [Текст]/ М. С. Нудельман. — К.: Наукова думка, 1987.—129 с. 6. Земельний кодекс України від 25.10. 2001 р. № 2768-III : за станом на 05 груд. 2013 р. / Верховна Рада України. — Офіц. вид. // Офіційний вісник України. — 30. 11. 2001. — № 46. — Ст. 2038 із змін. 7. Закон України "Про туризм" від 15. 09. 1995 р. № 324/95-ВР : за станом на 09 лис. 2013 р. / Верховна Рада України. — Офіц. вид. // Відомості Верховної Ради України. — 01. 08. 1995. — № 31. — Ст. 241 із змін. 8. Закон України "Про регулювання містобудівної діяльності" від 17. 02. 2011 р. № 3038-VI : за станом на 16 жов. 2013 р. / Верховна Рада України. — Офіц. вид. // Офіційний вісник України. — 18. 03. 2011. — № 18. — Ст. 735 із змін. 9. Закон України "Про природно-заповідний фонд України" від 16. 06. 1992 р. № 2456-XII : за станом на 14 лип. 2011 р. / Верховна Рада України. — Офіц. вид. // Відомості Верховної Ради України. — 25. 08. 1992. — № 34. — Ст. 502 із змін. 10. Закон України "Про курорти" від 05. 10. 2000 р. № 2026-III : за станом на 05 січ. 2012 р. / Верховна Рада України. — Офіц. вид. // Офіційний вісник України. — 17. 11. 2000. — № 44. — Ст. 1884 із змін. 11. Закон України "Про охорону культурної спадщини" від 08. 06. 2000 р. № 1805-III : за станом на 27 лип. 2013 р. / Верховна Рада України. — Офіц. вид. // Офіційний вісник України. — 21. 07. 2000. — № 27. — Ст. 1112 із змін. 12. Лісовий кодекс України від 21. 01. 1994 р. № 3852-XII : за станом на 27 лип. 2013 р. / Верховна Рада України. — Офіц. вид. // Відомості Верховної Ради України. — 13. 04. 1994. — № 17. — Ст. 99 із змін. 13. Водний кодекс України від 06. 06. 1995 р. № 213/95-ВР : за станом на 27 лип. 2013 р. / Верховна Рада України. — Офіц. вид. // Відомості Верховної Ради України. — 13. 06. 1995. — № 24. — Ст. 189 із змін.



## **СУЧАСНІ МЕТОДИКИ ОЦІНКИ РЕКРЕАЦІЙНИХ ТЕРИТОРІЙ**

### **MODERN METHODS OF THE EVALUATION OF RECREATIONAL TERRITORIES**

**Дзюбинська О.В., асистент, Смаль М.В., к.т.н., доцент,  
Дзюбинський А.В., к.е.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Dzubynska O.V., assistant, Smal M.V., Ph.D., associate Professor,  
Dzubynskij A.V, Ph.D., associate Professor (Lutsk National Technical  
University, Lutsk)**

Вдосконалення оцінки рекреаційних територій є нагальною проблемою оціночної діяльності. Ефективне використання рекреаційних земель безпосередньо пов'язане з користуванням природними ресурсами. Проте ведення господарської діяльності на даних територіях пов'язане як з використанням природної складової так і елементів благоустрою.

Practical implementation of land reform, the introduction of private ownership by land, forming of land market requires a clear economic regulation. Market of land recreational resources - is the environment, in which formed and implemented economic and legal relations between sellers and buyers of recreational resources about their distribution, use, transfer of ownership, disposal, use for recreational needs of people, pricing, getting income from exploitation and realization of the right of ownership. Central at creating of conditions for economic regulation of land relations is the determination of real and fair price of recreation areas.

Today, recreational and tourism activity is one of the priorities direction of development of Ukraine. However, in many regions the territory, which have a huge recreational potential because of lack of suitable status because of extensive recreation undergo significant anthropogenic digression, adding areas of degraded landscapes. Another problem is the tendency of exclusion plots, which is valuable at recreational ratio, for private construction or various commercial activity. This is only a small piece of topical questions related to

recreational land use, which must be decided in the short term by, for example accounting of recreational areas and application of approaches to their valuation, that would solve the problem of establishing a real, fair value of recreational land.

Recreational land, as in general all other categories of land, is very difficult to evaluate. This is due primarily with the need for an integrated approach to the valuation, the implementation of which should be considered natural, economic, environmental, and other components that form the value of land.

Evaluation of land resources should reflect its real value, taking into account the quality features and other characteristics, that is value to a potential buyer (tenant). In determining of value should be primarily done deep and systemic research to determine exactly these characteristics.

Ключові слова: кадастрова оцінка, земельний кадастр, рекреація, економічна оцінка, рекреаційні території

Keywords: cadastre estimation, landed cadastre, recreation, economic evaluation, recreational territories

Останні десятиліття ознаменувалися інтенсивним розвитком рекреаційної сфери, що обумовлено низкою економічних, екологічних і соціальних чинників. Основою економічної зацікавленості є висока прибутковість цього напрямку діяльності, інвестиційна привабливість, можливість отримання валютних надходжень, низький рівень інвестицій при започаткуванні діяльності та порівняно невеликі витрати на створення нових робочих місць. Екологічна складова розвитку рекреації полягає в необхідності відновлення здоров'я, життєвих сил людей в екологічно чистих умовах через зменшення життєвого простору, значне забруднення довкілля та зростання рівня урбанізації, що негативно відображається на здоров'ї людей, їх генофонді. Соціальною необхідністю рекреаційної діяльності є зростання культурного рівня населення, добробуту, розширення діапазону потреб, які включають прагнення до здорового способу життя, активного повноцінного відпочинку, пізнання природи, спілкування тощо.

Україна багата на рекреаційні ресурси. За даними Держкомзему України найбільші площі земель природоохоронного, оздоровчого,

рекреаційного та історико-культурного призначення зосереджені в Одеській, Херсонській, Закарпатській, Івано-Франківській, Рівненській, Львівській та Волинській областях. Тому на сучасному етапі необхідно всебічно оцінити наявні рекреаційні ресурси України та ефективно їх використовувати.

Питання забезпечення рекреаційних потреб населення слід розглядати як проблему визначення відповідних територій та обґрунтування площ відведення земель для цього напряму людської діяльності, освоєння та раціонального використання рекреаційних ресурсів, збереження рівноваги в природних комплексах, що використовуються у процесі рекреаційного природокористування.

Питанням розвитку рекреації, формування кадастрів природних ресурсів, проблемам територіальної організації рекреаційної діяльності, особливостям розвитку територіально-рекреаційних систем, оцінці рекреаційної ємності присвячені роботи В.І. Азара, Н.В. Багрова, Ю.А. Веденіна, С.А. Генсірука, Л.С. Гриніва, М.І. Долішнього, О.Л. Дорожинського, Ю.О. Карпінського, В.С. Кравціва, А.А. Ляценка, М.С. Нудельмана, Л.М. Перовича, В.П. Руденка, П.Г. Черняги, Л.М. Черчик та ін. Однак питання визначення вартості рекреаційних територій потребують подальших наукових досліджень і розвитку.

Сучасне реформування земельних відносин пов'язане з проведенням глибоких трансформацій у всіх сферах господарського комплексу України, в тому числі рекреаційного. В даний час актуальним є питання землевпорядного обґрунтування рекреаційного будівництва та створення ринку рекреаційних ресурсів, яке включає економічні, екологічні та соціальні складові. Тому в статті ставиться завдання з землевпорядної точки зору дати характеристику компонентній структурі рекреаційних земель, визначити вплив кількісних і якісних параметрів природно-ресурсного потенціалу рекреаційних територій на їх оцінку та розвиток.

В практиці зарубіжних країн розрізняють нормативну та ринкову (експертну) види грошової оцінки земель. Нормативна оцінка виконує виключно фіскальні функції та націлена на визначення ставок податку. Ринкова або експертна виконується для здійснення трансакційних операцій тобто купівлі-продажу, застави, спадкування, дарування, міни та ін.

Важливими аспектами здійснення грошової оцінки є:

1. наявність єдиного об'єкта оцінки (земельна ділянка+будівля+облаштування);
2. різноскладові набори елементів методик грошових оцінок для земель житлової забудови, сільськогосподарських земель та земель лісового фонду.

Для України ці два поняття поки що нероздільні і потребують подальших трансформвань та удосконалень.

Питання оцінки територій, які використовуються для потреб рекреації є завданням не лише окремого регіону, але й країни в цілому. Така потреба насамперед полягає в перспективній галузі господарства держави, що приносить прибутки та формує інвестиційні проекти. Основною проблемою є об'єктивна оцінка, що враховує характерні особливості функціонування рекреаційних територій в результаті їх фінансово-господарської діяльності. Розвиток та ефективно використання рекреаційних територій, звичайно, пов'язане з використанням природних ресурсів. Про те сучасне використання даних територій пов'язане з наявністю, крім природних благ, елементів благоустрою, що відповідно буде відображатись в кінцевій оцінці. Враховуючи це, об'єктом оцінки буде рекреаційна територія як територіальний комплекс з наявністю цінних природних ресурсів так і територія, яка містить елементи інженерно-технічної та соціально-побутової інфраструктури.

Така постановка питання не є новою в грошовій оцінці. Про те для рекреаційних територій, які розглядаються як місця із забезпеченням природних корисних властивостей та інженерно-технічних елементів обслуговуючої інфраструктури під час відпочинку ставить оцінку земельних ділянок в розряд знаходження об'єктивних рішень. Це, насамперед, пов'язано не стільки із вартістю елементів, які формують оцінку (витратний підхід), а з її наявністю та доступністю для конкретного рекреаційно-територіального комплексу.

Оцінка комплексного ефекту, котра враховує попит на даний вид рекреаційних послуг, наявність пропозиції в межах допустимих значень для даної території (врахування навантажень), перспективи розвитку його прибутковості та все те, що робить дану зону чи територію конкурентноспроможною на ринку рекреаційних послуг доцільно виконувати комбінованими методами. Про те визначаючи набір таких факторів потрібно враховувати їх вагу. Для характеристики та адаптивного застосування методу, що базується

на вагових коефіцієнтах впливу різних факторів з метою об'єктивного визначення оцінки рекреаційних територій в межах та в порівнянні з складеним попитом та еколого-економічним обґрунтуванням використання територій різних категорій для потреб рекреації потрібно перш за все здійснити ретроспективний аналіз використовуваних підходів грошової оцінки земель рекреаційного призначення.

Для здійснення поставленого завдання нами для роботи були взяті наступні документи:

1. Методика нормативної грошової оцінки земель несільськогосподарського призначення (крім земель населених пунктів) затверджена постановою КМУ від 30 травня 1997 р. за № 525 (Постанова втратила чинність на підставі Постанови КМУ № 1278 ( 1278-2011-п ) від 23.11.2011) („нормативний документ 1”);

2. Методика нормативної грошової оцінки земель несільськогосподарського призначення (крім земель населених пунктів) затверджена постановою КМУ від 23 листопада 2011 р. за № 1278 („нормативний документ 2”).

Характеристика набору факторів, що впливають на грошову оцінку земель рекреаційного призначення була б неповною без практичної реалізації комплексу обчислень для знаходження оцінки конкретної території. Відповідно до „нормативного документа 1” та „нормативного документа 2” була виконана робота по встановленню грошової оцінки 1 м.кв. на території Шацького Національного природного парку (ШНПП). Результати обчислень без проміжних викладок наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Обчислення оцінки 1 м.кв. рекреаційної території в межах ШНПП

№ п/п	Формульні значення коефіцієнтів		Числові значення коефіцієнтів	
	За „нормат. документом 1”	За „нормат. документом 2”	За „нормат. документом 1”	За „нормат. документом 2”
1	$C_n = E \times T_k \times K_{mц}$	$C_n = P_d \times R_d \times S_k \times K_m \times K_v \times K_{mц} \times K_i$	15,05 грн/м.кв.	23,60 грн/м.кв.

Звичайно, спираючись на методику, що зараз діє в Україні можна сказати, що вона є досконалішою ніж початкова. Про те і тут

існує ряд питань, які потрібно розв'язувати для того щоб врахувати і фактори, які не передбачені Порядком нормативної грошової оцінки земель несільськогосподарського призначення (крім земель населених пунктів) від 22 серпня 2013 р. за № 508. А саме: визначення факторів, що впливають на частоту відвідуваності, продовжуваність відпочинку, якість послуг, порівняльна (якісна) оцінка природних ресурсів і т. д. Відповідно нами здійснена класифікація чинників, які формують оцінку по рівнях впливу на національний (загальнодержавний), регіональний (обласний) та локальний (в межах певної рекреаційної зони та підзони). На рис. 2 подано групування факторів на ці три рівні.



Рис. 1. Розподіл чинників за рівнями впливу на оцінку рекреаційних територій

Звідси можна зробити висновок, що рекреаційні землі є одними з найскладніших для грошової оцінки. Це зумовлено насамперед, їх рекреаційною цінністю (корисністю для людини), особливостями функціонування (зони постійної та тимчасової рекреації), знаходженням в різних категоріях земель (землі житлової забудови, що на період рекреаційно-курортного режиму використовуються для задоволення потреб відпочиваючих) та виступають еколого-

економічним базисом стабільності держави. За визначенням Варламова А.А. рекреаційні землі мають певний набір даних, які формують їх оцінку. До них відносяться: природні, соціально-економічні та виробничі. Перша група містить в собі наступні характеристики: ландшафт, наявний рослинний та тваринний світ, ресурсно-лікувальні особливості. Друга – засоби виробництва певних послуг, цінність в плані попиту-пропозиції, платіжна доступність для пересічних жителів, просторове розташування об'єктів рекреації. Третя – відпочинково-розважальні сектори та комунікаційні складові. Для вирішення питання врахування цих чинників при здійсненні грошової оцінки рекреаційних земель нами проведена робота по знаходженню оптимальної методики, що включала би в себе наступні критерії:

1. швидкість та простота виконання;
2. можливість безпомилкового відбору критеріїв для оцінки;
3. адаптування методики для виконання робіт з кадастрового картографування рекреаційних територій з метою прийняття управлінських рішень.

**Висновки.** Земельна ділянка рекреаційного характеру як об'єкт оцінки має подвійну природу і може розглядатися як природний ресурс або деяка територія, яка використовується для різних цілей, так і як об'єкт нерухомості, майнові права на який можуть виступати товаром. Як природний ресурс земля має соціальну і економічну цінність, величина якої залежить від тих функцій, які вона виконує. Відповідно земельна ділянка рекреаційного призначення містить вагомні елементи, які повинні бути враховані в її оцінці.

**1.** Карпінський Ю. Системотехнічні аспекти формування регіональних кадастрів природних ресурсів / Ю. Карпінський, А. Лященко, І. Куриляк // Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва. – 2002. – С. 277–282. **2.** Міжнародні стандарти оцінки. Восьме видання, 2008 / Пер. з англ. С. О. Пузенка. – К.: „АртЕк”, 2008. – 432 с. **3.** Шпильова Ю.Б. Основні напрями розвитку і розміщення соціальної інфраструктури в умовах транзитивної економіки: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. економ. наук : спец. 08.10.01 „Розміщення продуктивних сил і регіональна економіка” / Ю. Б. Шпильова. – Київ, 2006. – 23 с.

**ОСОБЛИВОСТІ ВИКОРИСТАННЯ ФІБРОБЕТОНУ ДЛЯ  
МОНОЛІТНОГО БУДІВНИЦТВА**

**FEATURES OF THE USE OF FIBRE CONCRETE FOR  
MONOLITHIC CONSTRUCTION**

**Дробишинець С.Я., к.т.н., доц., (Луцький національний технічний університет), Киричук М.В., аспірант (Луцький національний технічний університет)**

**Drobyshynets S.Y., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Lutsk National Technical University), Kirichuk M.V., a postgraduate student, (Lutsk National Technical University)**

Описано особливості використання фібробетону для монолітного будівництва. Наведено основні переваги та недоліки фібробетону. Описано види фібр та способи приготування фібробетонної суміші. Наведено переваги монолітного будівництва у сейсмічних районах.

The advantages of monolithic construction are described in the article. Monolithic construction allows to expand the limits of the usual understanding of the form of construction, along with other building materials.

In monolithic construction, it is necessary to take into account the construction conditions, in order to minimize the risks of deterioration of the properties of concrete.

Maneuverability, mobility, simplicity are the main characteristics of monolithic construction. Less deadlines for erection of buildings, the absence of the need to implement heavy machinery - advantages compared with stone masonry and prefabricated structures.

The article gives the main advantages and disadvantages of fiber concrete. The types of fibers and methods of preparation of fiber concrete mixture are described. Fiber concrete is a composite material, a particularly durable kind of concrete with homogeneously distributed reinforcing fibers. Such concrete, in comparison with usual, is characterized by increased tensile strength, higher impact strength and



crack resistance. Using of fiber concretes makes it possible to exclude from the constructions a significant amount of traditional rebars and replace it with the fibrous, which is introduced when preparing the concrete mixture in the mixer. This can significantly reduce the complexity of work in the manufacture of prefabricated elements in factories, as well as directly on construction sites during the construction of monolithic structures.

The reinforcing fibers can enhance the integrity of the structure of the material. Fiber is a reinforcing material with different parameters and textures. Distinguish: metal, glass, natural and synthetic fibers.

The advantages of monolithic construction in seismic areas are presented in the article. The quality of building materials plays an important role in increasing seismic resistance. Important functions of seismic buildings are the absence of serious destruction of buildings or its individual parts and structures, the possibility to continued exploitation after the elimination of damage.

Ключові слова: бетон, сталевіфібробетон, армування, фібра  
Keywords: concrete, steel-fiber concrete, reinforcement, fiber

Ринок монолітного будівництва є прогресивним завдяки активному розвитку і поширенню інноваційних технологій.

Монолітне будівництво дозволяє розширити межі звичного уявлення про форму споруд, поряд з іншими будівельними матеріалами. Має місце зниження собівартості будівництва за рахунок хороших технічних показників. При монолітному будівництві необхідно враховувати умови будівництва, щоб мінімізувати ризики погіршення властивостей бетону. Вибір опалубки, склад бетону та інше безпосередньо впливає на рівень недоліків.

Маневреність, рухливість, простота - основні характеристики монолітного будівництва. Менші терміни зведення споруд, відсутність необхідності впровадження важкої техніки - переваги в порівнянні з кам'яними кладками і збірними конструкціями.

В даному виді будівництва, як і в будь-якому іншому, знаходять і переваги і недоліки. Наявність позитивних якостей пригнічує мінуси монолітного будівництва.

На перший план виходить монолітність конструкції і як наслідок збільшення міцності, сейсмостійкості. Стійкість до

динамічних навантажень в порівнянні з спорудами з кам'яної кладки є незаперечною перевагою. Час зведення будівель в даному виді будівництва зводиться до мінімуму.

Особливі, унікальні властивості монолітного будівництва, можливо, збільшити завдяки високим характеристикам фібробетону.

Фібробетони це бетони до складу яких вводяться дисперсні армуючі волокна (фібра). Такі бетони, у порівнянні зі звичайними, характеризуються підвищеною міцністю на розтяг, більш високою ударною в'язкістю і тріщиностійкістю. Використання фібробетонів дає можливість виключити з конструкцій значну кількість традиційної стержневої арматури і замінити його фібровою, котра вводиться при готуванні бетонної суміші в змішувачі.

Це дозволяє значно знизити трудомісткість робіт при виготовленні збірних елементів на заводах, а також безпосередньо на будівельних майданчиках при зведенні монолітних конструкцій. Використання фібробетонів у ряді випадків знижує витрату бетону і сталі.

Фібробетон можна визначити як композиційний матеріал, особливо міцний вид бетону з однорідно розподіленими армуючими волокнами.

Армуючі волокна або фібра дозволяють підвищити цілісність структури матеріалу. Фібра є армуючий матеріал з різними параметрами і текстурами.

Розрізняють: металеві, скляні, натуральні і синтетичні волокна. Від типу волокон залежать фізико-механічні характеристики бетону. Розтріскування, усадка - основні проблеми бетону, фібра дозволяє уникнути таких недоліків.

Важливим параметром є кількість фібри в бетоні, так як її надлишок може привести до зниження міцності, тому фібра додається в бетонну суміш в процентному співвідношенні від загальної маси вихідних матеріалів, приблизно в діапазоні 0,1-3%.

Найчастіше модуль пружності армуючого волокна вище ніж матриці бетону, що дозволяє підвищувати межу міцності, зокрема на вигин.

Поліпропіленові, нейлонові волокна мають невисокий модуль пружності, відповідно вони не гарантують якісне підвищення міцності бетону. Фіброволокна працюють на поглинання енергії. Велику міцність бетону надають металеві та скляні волокна.

Так само найкраща передача напружень від матриці до фібри безпосередньо залежить від зчеплення бетону і армуючого волокна. Об'ємна кількість армуючого волокна в бетоні безпосередньо впливає на міцність, ударну в'язкість, міцність на вигин.

Надлишки фібри здатні викликати сегрегацію бетону і армуючого волокна. Розподіл волокон фібри в матриці бетону випадковим чином, зменшує ризик тріщини утворення і усадки.

Стійкість фібробетону до перепадів температур дозволяє зводити будівлі в різних регіонах не посилаючись на кліматичні умови, так як фібробетон є морозо- і вологостійким. Впаховуючи це, фібробетон має меншу вагу ніж звичайний армований бетон, що знижує вагу конструкції і відповідно навантаження на фундамент [1,4].

Різноманіття видів фібри робить застосування фібробетону масовим. Так найчастіше бетон з використанням поліпропіленової фібри застосовують для будівництва гідроспоруд, завдяки тому, що він не піддається корозії. Наливні підлоги, розчини для фасадів, морські споруди і т.д. характерні для даного виду бетону.

Базальтова фібра характеризується довговічністю, термостійкістю, стійкістю до багатьох зовнішніх впливів.

Фізико-механічні характеристики бетону із застосуванням базальтової фібри досить високі: довговічність, міцність на розтягнення, низький рівень повзучості під статичним навантаженням, термостійкість, висока тріщиностійкість і т.д.

Для дисперсного армування цементних композицій широко використовуються азбестові волокна (азбестоцемент). Ці волокна мають високу міцність, вогне-, лугостійкість, довговічність. З азбестоцементу виготовляються покрівельні листи, напірні і безнапірні труби, стінові "сендвіч"-панелі та ін. Полімерні волокна використовують тільки для армування матеріалів з низьким модулем пружності – ніздрюватих, гіпсобетонів. Для цих цілей використовують поліефірні, поліакрилатні, поліпропіленові й інші волокна.

Скловолокно так само широко застосовується при виготовленні фібробетону. Підвищує його технічні та експлуатаційні характеристики, дозволяє знизити вартість бетону.

Скловолокно, використовуване у фібробетонах, має діаметр 3...50 мкм і довжину 20...40 мм. При цьому міцність волокон на розтяг становить від 1500...3000 МПа. Скляні волокна вводять у

бетонну суміші в кількості 1...4 % від об'єму бетону. Як і сталеві, вони, маючи високий модуль пружності, забезпечують підвищення міцності бетону на розтяг, його тріщиностійкість. У лужному середовищі, яке являє собою цементний камінь, скляна арматура швидко руйнується, тому для забезпечення необхідної довговічності фібробетону зі скловолокном застосовують спеціальні заходи: використання лугостійких скляних волокон, глиноземистого цементу, мінеральних добавок для зв'язування лугів, а також просочення бетону полімерами.

Особливо ефективною є сталеві фібра. Сталефібробетон має велику міцність на вигин і на стиск. Спостерігається висока ударостійкість і низька крихкість. Що є наслідком того, що металеві волокна підвищують опір бетону в усіх напрямках.

Сталева фібра використовується у вигляді дроту діаметром 0,1...0,5 мм, довжиною 10...50 мм. Збільшення розмірів армуючих волокон негативно позначається на ефективності їх введення. Фіброва арматура вводиться в бетонну суміш у кількості 1,5...2,5% за об'ємом (70...200 кг фібри на 1 м<sup>3</sup>), при цьому міцність бетону на розтяг підвищується в 2...4 рази, на стиск у 1,2...1,6 раз, ударна стійкість, водо-, газо- і нафтонепроникність у 10...100 раз, стиранність зменшується в 2,5...4 рази.

Зростання міцності на стиск є невеликим так як, в місцях розтягування відбувається відрив елементарних частинок бетону, що з'являються по периферії зони впливу сил діючих на зразок.

При розтяганні сталеві фібробетону з'являється опір бетону-матриці і волокон фібри, що ускладнює розрив елементарних часток бетону, за рахунок чого значно збільшується міцність на осьовий розтяг і вигин. З чого випливає висока ударостійкість і тріщиностійкість сталеві фібробетону.

Крупний заповнювач у фібробетонах не застосовують, тому що це призводить до зниження рівномірності перемішування суміші й ефективності армування (відстань між окремими волокнами повинна бути не менше 10 мм). У деяких випадках армується тільки цементний камінь (азбестоцемент).

При приготуванні фібробетонної суміші важливо забезпечити рівномірність розподілу волокон, що схильні до утворення грудок. Для запобігання цього явища ефективними прийомами являються: визначений порядок завантаження в бетонозмішувач і перемішування компонентів (заповнювач, цемент, вода –

перемішування – фібра; заповнювач, фібра – перемішування – цемент, вода); використання спеціальних змішувачів з пульсуючим впливом на суміш.

При будівництві в сейсмонебезпечних районах велику роль відіграє вид ґрунту. Більш сприятливим для будівництва є скельний ґрунт, що відрізняється своєю міцністю. Менш надійні просідаючі ґрунти, місця осипів, зсувів - несприятливі, а часто не придатні для будівництва. Якщо в таких районах все-таки здійснюється будівництво, то вдаються до додаткових заходів посилення конструкції, що значно підвищує її вартість.

Головним чином стійкість будівлі при динамічних навантаженнях обумовлена місцем будівництва (ґрунти, породи, підземні води), розробкою раціональних конструктивних схем побудови, забезпеченням підвищеної міцності несучих конструкцій, що в свою чергу дозволяє виникати пластичним деформаціям в конструктивних вузлах і елементах, а це підвищує опір будівель інерційним силам.

Якість будівельних матеріалів відіграє важливу роль в підвищенні сейсмостійкості.

Важливими функціями сейсмостійких будівель є відсутність серйозних руйнувань будівель або його окремих частин і споруд, здатних привести до загибелі і пошкодження людей. Так само важливим є можливість продовження експлуатації після ліквідації пошкоджень споруди.

При проектуванні будинків для будівництва в сейсмонебезпечних районах необхідно дотримуватися певних правил:

- розподіл маси і жорсткості споруди повинно бути симетрично щодо головних осей, в іншому випадку може виникнути скупчення зусиль на окремих конструкціях;

- споруди повинні бути нескладних архітектурних форм без прибудов, з симетричними сходовими клітками;

- дуже великі споруди необхідно ділити на окремі, кожна з яких буде мати свій антисейсмічний шов;

- несучі конструкції повинні бути монолітні;

- зменшення кількості стиків і розташування їх поза зоною максимальних зусиль;

- зменшення ваги будівлі і конструкцій.

Для будівництва сейсмостійких будівель існує кілька основних схем: жорстка і гнучка конструктивні схеми.

Перша складається з вертикальних діафрагм. Які при динамічних навантаженнях працюють на зсув, що сприяє затуханню коливань.

Гнучка конструктивна схема складається з вертикальних елементів, що працюють на вигин, що знижує інерційне навантаження на споруду.

Оцінка сейсмостійкості будівлі носить дуже наближений характер, що враховується конструктивними нормами. Прикладом є обмеження висоти будинків (так будівлі з цегляної кладки не повинні перевищувати 4 поверхи при V балах за шкалою MSK-64, якщо сейсмостійкі навантаження вищі, то 2 поверхи). Так необхідним є введення залізобетонних поясів.

Будинки побудовані за технологією монолітного будівництва з застосування фібробетону є сейсмостійкими, що безсумнівно є головною перевагою.

1. Бабич Є.М., Дробишиєць С.Я. Робота і розрахунок згинальних сталевібробетонних елементів. Монографія. – Луцьк: ЛНТУ, 2012. 194с.

2. Бабич Є.М., Дробишиєць С.Я. Дослідження деформування сталевібробетону при повторному розтяганні // Коммунальное хозяйство городов. – Киев: Издательство “Техника”, 2002. – Выпуск 39. - С.7 – 11.

3. Дробишиєць С.Я. Дослідження механічних характеристик сталевібробетону при повторному стисненні та розтяганні // Перспективи розвитку будівельних конструкцій, будівель, споруд та їх основ: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Київ. НДІБК., 2003. – Випуск 58: - С. 39-45.

4. Гафарова Н.Е. Фибробетон для монолитного строительства // Международный журнал прикладных и фундаментальных исследований. – 2017. – № 3-1. – С. 11-14.

5. URL: <http://chemtech-bayern.com.ua/uk/statti/140>.

УДК 624.191.1

**НОВІ ТЕХНІЧНІ РІШЕННЯ РЕСУРСОЗБЕРІГАЮЧИХ  
ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА ПІДЗЕМНИХ СПОРУД В  
УКРАЇНІ**

**NEW TECHNICAL SOLUTIONS OF RESOURCE SAVING  
TECHNOLOGIES FOR CONSTRUCTION OF LONG-TERM  
CONSTRUCTIONS IN UKRAINE**

**Льчук Н.І., к.т.н., доц., Шафранська О.З., Парфентьєва І.О.,  
к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет)**

**Ichuk N.I. Ph.D., Associate Professor (Lutsk National Technical  
University, Lutsk) Shafranska O.Z. (Lutsk National Technical University,  
Lutsk), ), Parfentieva I. O., Ph.D., Associate Professor (Lutsk National  
Technical University)**

В даній роботі обґрунтовані технічні рішення сучасних технологій підземного будівництва споруд різного призначення, забезпечення їх стійкості, міцності, надійності, довговічності та економічності на всіх стадіях життєвого циклу (будівництва, експлуатації, реконструкції) в складних інженерно-геологічних умовах, які потребують вдосконалення діючих технологій і спорядження та розробки нових.

In this paper, grounded technical solutions of modern technologies of underground construction structures for various purposes, to ensure their stability, durability, reliability, durability and efficiency at all stages of the life cycle (construction, operation, reconstruction) in complex geological conditions, the improvement of existing technologies and and development of new equipment. In the work, the theoretical determination of the stability of the walls in the soil, which are widely used in the construction of stations of shallow laying. The methods of wall mounting with the help of anchors and the method of using jet cementation of the weak bases of a number of stations are also grounded.

As a result of the performed analytical and experimental studies, the problem of increasing the stability and long duration of underground structures in various mining-geological conditions was solved. It was

established that the development of a large section, which passes through viscous soils, creates a deformation zone in the form of a prism of a shear and a pressure array.

The performed analytical studies have allowed us to deduce that, depending on the choice of technology, dangerous deformations can be excluded. It was shown that during the propagation into a soil array with heterogeneous reservoir and water-saturated formations of a collective structure of the trunk fixture, the intensity of the lateral pressure in height is nonlinear or piecewise linear, and the maximum compressive stresses and bending moments in the processing section arise within the limits of lower water-saturated and dense dry soils. According to the results of experimental-theoretical studies, the methodology for assessing and ensuring the reliability and durability of bearing reinforced concrete constructions of underground structures was developed for the first time in conditions of aggressive environments that takes into account the physical and chemical patterns of kinetics of concrete and reinforcement corrosion and their influence on the stress-strain state of structures. Also solved the problem of increasing the stability, durability and cost-effectiveness of large underground structures in difficult mining-geological conditions.

The development of underground space in Ukraine is an important direction of the economic policy of the state's development under the new conditions and has an important urban, economic and social significance.

Ключові слова: ресурси, підземні споруди, ґрунти, тунелі  
Keywords: resources, underground structures, soils tunnels

В наш час збільшення обсягів підземного будівництва метро політенів у великих містах і тунелів різного призначення, особливо в складних інженерно-геологічних умовах, викликає необхідність в розробці нових і вдосконаленні діючих технологій їх спорудження.

В сучасному будівництві існують деякі проблеми, а саме: необхідність збереження земельного фонду України; нового будівництва в умовах виключного дефіциту незабудованих територій в великих містах; реконструкції історичних центрів міст із спорудженням нових будівель та споруд і влаштуванням сучасних комунікацій; використання непридатних для наземної забудови територій із складними інженерно-геологічними умовами;



економії енергії при експлуатації будівель та споруд; збереження оточуючого природного середовища зробили актуальним раціональне використання підземного простору.

Стратегія освоєння підземного простору великих міст в Україні одержала свій розвиток в останні десятиріччя, особливо після прийняття Кабінетом міністрів такого важливого документа як "Програма розвитку підземного простору міст України". В Програмі обґрунтовані основні положення підземного будівництва, які включають теоретичні розробки та науково-технічне забезпечення всіх основних заходів при її реалізації в практику.

Однією з найбільш складних задач, яка вирішується при освоєнні підземного простору, є будівництво підземних виробок великого перерізу для споруд різноманітного призначення і забезпечення їх стійкості, міцності, надійності, довговічності та економічності на всіх стадіях життєвого циклу (будівництва, експлуатації, реконструкції).

Розробки нових ресурсозберігаючих та техногенно-безпечних технологій, їх наукове обґрунтування і впровадження та вдосконалення діючих технологій будівництва та реконструкції виробок, підвищення їх стійкості і довговічності та зниження загальних витрат при комплексному освоєнні підземного простору, є актуальною задачею і її вирішення має велике державне значення.

Досвід будівництва та експлуатації підземних об'єктів підтвердив позитивні аспекти освоєння підземного простору, свідчить про високий рівень його економічної доцільності. Тому освоєння підземного простору за рахунок будівництва тунелів і метрополітенів в Україні є загальнодержавною справою, її ресурсом і стратегією, важливим напрямком економічної політики розвитку держави в нових умовах, що має велике народногосподарське і соціальне значення.

Серед ряду технічних, соціально-економічних і екологічних факторів, що впливають на доцільність та перспективи освоєння підземного простору великих міст, важливу роль відіграє врахування інженерно-геологічних умов при будівництві підземних об'єктів.

Перспективними і ефективними напрямками у вирішенні задач спорудження виробок при їх будівництві та реконструкції, які розробляються вітчизняними вченими за останні роки, є цілеспрямоване вивчення аналітичними та експериментальними

методами поведінки системи "кріплення - ґрунтовий масив" з метою вибору найбільш раціональних, з точки зору безпеки та економічної ефективності будівельних конструкцій. Все це в значній мірі впливає на розробку сучасних технологій підземного будівництва споруд різного призначення в складних інженерно-геологічних умовах.

При будівництві підземних споруд, які є виробками метрополітенів та тунелів різноманітного призначення, необхідно враховувати позитивні властивості ґрунтового масиву, намагаючись розробити та реалізувати технології та конструкції, які дозволяють найкращим чином використовувати позитивні якості ґрунтів і запобігати негативних наслідків.

Головна проблема при цьому полягає в забезпеченні обґрунтованого рівня надійності та екологічної безпеки підземних споруд, зниженні капітальних, експлуатаційних та загальних затрат.

В результаті виконаних аналітичних та експериментальних досліджень вирішена проблема підвищення стійкості та довго тривалості підземних споруд в різноманітних гірничо-геологічних умовах. Встановлено, що над виробкою великого перерізу, яка проходиться у в'язких ґрунтах, утворюється зона деформування у вигляді призми зсуву та склепіння тиску.

Виконані аналітичні дослідження дозволили вивести, що в залежності від вибору технології можна виключити небезпечні деформації.

Аналітичним шляхом визначені параметри склепіння тиску і призми зсуву, а також розрахована несуча здатність тимчасового кріплення.

Проведеними теоретичними дослідженнями поведінки виробок великого перерізу в скельних ґрунтах встановлено, що основними несучими елементами є сам скельний масив при оптимальній формі виробок та кріплення яке в них використовується.

В роботі теоретичним шляхом визначено стійкість стін в ґрунті, які широко використовуються при будівництві станцій мілкового закладення. Також обґрунтовано методи кріплення стін за допомогою анкерів та спосіб застосування струменевої цементації слабких основ ряду станцій.

Показано, що при продавлюванні в ґрунтовий масив з різнорідними пластовими та водонасиченими утвореннями збірної конструкції кріплення стовбура інтенсивність бокового тиску по

висоті має нелінійний або кусочно-лінійний характер, а максимальні напруження стиску та згинаючі моменти в перерізі обробки виникають в межах нижчих водонасичених та щільних сухих ґрунтів.

За результатами експериментально-теоретичних досліджень вперше розроблено методологію оцінки і забезпечення надійності і довговічності несучих залізобетонних конструкцій підземних споруд в умовах дії агресивних середовищ, що враховує фізико-хімічні закономірності кінетики корозії бетону та арматури і їх вплив на напружено-деформований стан конструкцій.

Також вирішена проблема підвищення стійкості, довговічності та економічної ефективності великих підземних споруд в складних ґруннично-геологічних умовах.

Для забезпечення високого рівня стійкості та техногенної надійності виробок, що проходяться, при будівництві нових ліній Київського метрополітену та інших об'єктів були розроблені, застосовані та впроваджені нові технології спорудження вертикальних, похилих та горизонтальних виробок середнього і великого діаметрів:

- технології проходки вертикальних виробок із застосуванням спеціальних способів, включаючи опускні секції обробки, продавлювання, буранабивні січні палі, розробка ґрунту з гідропригрузом і задавлювання секцій обробки шахтного стовбура з кільцевої штольні, що знаходиться вище рівня ґрунтових вод(безлюдна виїмка ґрунту при проходці стовбура);

- технологія проходки похилих (ескалаторних) тунелів діаметром 9,5; 10,1 м суцільним вибоєм з попереднім заморожуванням водонасичених ґрунтів і створенням штучного льодогрунтового огородження навколо виробки, що проходиться;

- технологія проведення горизонтальних виробок великого перерізу (станційні тунелі, камери з'їздів, блоки технічних приміщень, суміщені тягові підстанції й інші) суцільним вибоєм;

- технологія перегону київського механізованого щита та щитів «Херренкнехт» і «Вірт» через раніше збудований станційний тунель без спорудження монтажних і демонтажних камер;

- технологія герметизації горизонтальних і похилих ходів з допомогою гумових ущільнювачів замість свинцевих, що дало змогу відмовитись від дорогої чавунної обробки та перейти на більш дешеvu залізобетонну обробку і підвищити надійність

герметизації її поперечних і поздовжніх стиків.

В останні роки в Україні розгорнуто будівництво крупних об'єктів та споруд, що пов'язано з вирішенням транспортних проблем, створенням потужних інженерних комплексів.

За останні два десятиріччя розроблена ефективна технологія будівництва станцій мілкового закладення та котлованів різноманітного призначення з застосування спеціального способу «стіна в ґрунті». Дана технологія була успішно впроваджена в будівництві багатьох споруд сумарна довжина спорудження «стіни в ґрунті» в м. Києві досягла 5950 м.

Виконуються також роботи з будівництва колекторного тунелю довжиною 9,7 км.

Особливе місце в забезпеченні високих темпів будівництва ліній метрополітену займає спорудження вертикальних стовбурів. При будівництві Сирецько-Печерської лінії Київського метрополітену було пройдено 7 стовбурів глибиною 50-60 м із застосуванням нових технологій. При цьому їхні верхні частини до слабких водонасичених ґрунтів проходились гірським способом. Потім зі спеціально пройденої кільцевої штольні робили задавлювання секцій обробки з їхнім нарощуванням в штольні.

Для кріплення виробок метрополітенів і тунелів в складних інженерно-геологічних умовах були розроблені цільносекційні і збірні залізобетонні обробки різного призначення. Була запроєктована цільносекційна обробка для кріплення перегінних тунелів мілкового закладання із бетону на напруженому цементі. Споруджено більше 5 км тунелів з таким кріпленням без оклеювальної гідроізоляції. Розроблена і застосована збірна залізобетонна обробка з зовнішнім діаметром 10,1 м для кріплення ескалаторних тунелів. Для тунельних виробок різного призначення (перегінні тунелі, навколостовбурні виробки, стовбури) в складних умовах були розроблені конструкційні обробки з універсальних залізобетонних блоків.

Для всіх основних конструкцій залізобетонної обробки, яка застосовується у водонасичених ґрунтах, були розроблені гумові ущільнювальні елементи стиків спеціальної конструкції для герметизації стиків по поздовжніх і поперечних бортах тубінгів і блоків. Це дозволило замінити дорогу чавунну обробку на залізобетонну, що разом із застосуванням нових технологій дало значний економічний ефект.

Нова високоефективна технологія фізико-хімічної активації цементної системи в спеціально розробленому реакторі-активаторі, що дозволяє одержати бетон із заданими експлуатаційними властивостями для ремонту залізобетонних конструкцій підземних споруд, що експлуатуються протягом довготривалого періоду часу, впроваджена при ремонті конструкцій в містах Київ і Дніпропетровськ.

Вперше в світі технологія будівництва похилого ходу в умовах пливунів з використанням гумових ущільнювачів була застосована на станції Печерська Київського метрополітену, яка була введена в експлуатацію в 1997 році. При будівництві однієї зі станцій, яка була введена в експлуатацію в 2000 році, гумові ущільнювачі були використані як на самій станції (горизонтальна ділянка), так і на похилому ході. Досвід експлуатації згаданих станцій показав високу ефективність і надійність герметизації стиків залізобетонної обробки в складних інженерно-геологічних умовах

Під час реконструкції Майдану Незалежності для влаштування монолітних залізобетонних конструкцій була застосована інвентарна опалубка у комплексному застосуванні пластифікаторів та хімічних добавок до бетону. Крім того, запроваджено нову технологію сухого монтажу гранітних плит. Ці впровадження зменшили вартість робіт поліпшили їх якість і дозволили виконувати конструкції зі складними архітектурними формами.

Значне збереження матеріальних, трудових, енергетичних і, в кінцевому підсумку, грошових ресурсів при будівництві, експлуатації, реконструкції підземних об'єктів в виробках різноманітного призначення, що споруджуються в складних інженерно-геологічних умовах, може бути досягнуто реалізацією системного підходу до створення високоефективних технологій шляхом повного використання несучої та огорожувальної здатності ґрунтів виробки; нових конструкцій тимчасового кріплення; впровадженням новітніх технологій проходки і виконання супутніх робіт; розробки несучих та огорожуючи конструкцій постійного кріплення нового типу; використання матеріалів для підземних конструкцій з високими експлуатаційними властивостями; утилізації побіжних матеріалів гірничої маси; нових принципів діагностики, проектування ремонтних систем для підземних конструкцій, що експлуатуються протягом тривалого часу; раціонального проектування підземних і заглиблених споруд

за критерієм оптимізації сукупних витрат на спорудження і експлуатацію об'єктів.

Отже, освоєння підземного простору в Україні є важливим напрямом економічної політики розвитку держави в нових умовах і має важливе містобудівне, народногосподарське, соціальне значення. Однією з найбільш складних задач, яка вирішується при освоєнні підземного простору, є будівництво метрополітенів і тунелів різноманітного призначення і забезпечення їх стійкості, міцності, надійності, довговічності та економічності на всіх стадіях життєвого циклу (будівництва, експлуатації, реконструкції). Враховуючи, що спорудження підземних об'єктів, як правило, ведеться в складних інженерно-геологічних умовах, то в вартості будівництва велику питому вагу мають капіталовкладення на тимчасові кріплення та постійні обробки виробок, які забезпечують безпечні умови праці та експлуатації споруд. В роботі обґрунтовані технічні рішення сучасних технологій підземного будівництва споруд різного призначення в складних інженерно-геологічних умовах, які не мають аналогів у вітчизняній практиці і відповідають рівню кращих світових зразків.

1. Ільчук Н.І. Міський транспорт: навчальний посібник. Л.:РВВ ЛНТУ, 2010. 128 с.
2. Литвинов О.О; Беляков Ю.І. та інших. "Технологія будівельного виробництва" Київ: Вища школа.1984г.
3. ДБН В.2.3-22 - 2009 «Споруди транспорту. Мости і труби. Основні вимоги проектування»
4. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ».
5. ДБН В.2.3-14:2006 Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування.

УДК 624.012.25

**ДОСЛІДЖЕННЯ БЕТОНУ НА ВОДОНЕПРОНИКНІСТЬ  
(повідомлення 1)**

**STUDIES OF CONCRETE ON THE WATER RESISTANCE  
(report 1)**

**Канцелярчик О.М., студент гр. БДН-41 (ПЦБ), Ужегова О.А., к.т.н., доцент, Ротко С.В., к.т.н., доцент, Ужегов С.О., асистент (Львівський національний технічний університет)**

**Kantseliarchyk O.M., student of group BDN-41, Uzhehova O.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Rotko S.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Uzhehov S.O., Assistant Professor, (Lutsk National Technical University)**

Проаналізовано характеристики гідротехнічних бетонів. Описано вплив компонентів бетонної суміші на властивості бетонів та їх марки за водонепроникністю. Запропоновано застосувати математичне планування експериментального дослідження зразків бетонів на водонепроникність.

Hydraulic concrete uses for buildings and structures that temporarily or constantly are in contact with water. The prevailing characteristics of this concrete are its waterproof, water resistance, frost resistance, strength.

The main methods for determining the level of water resistance of concrete is the method of "wet spot". It is measuring of the maximum pressure at which the sample does not pass water. Studies are carried out on a special laboratory installation.

The water resistance of concrete depends on the density of its structure. By reducing the water-cement ration it may be increased the density and water resistance of concrete.

To the mixture of the concrete are injected various additives that are also given better water resistance.

Hydraulic concrete should exclude water absorption and reduce the probability of destruction to zero. It should ensure long-term operation of buildings and structures under the influence of water. To obtain high-quality waterproof structures it is needed to follow the production

technology of hydraulic concrete. Since the water resistance of concrete is affected by many factors, it is possible to determine the degree of their influence by using a system analysis. To do this, it is performed mathematical modeling and got the regression equation.

In mathematical planning, the Box-Behnken design is applied. A matrix for three factors that can significantly affect the water resistance of concrete:  $X_1$ -water-cement ratio;  $X_2$  – cement grade;  $X_3$  – consumption of plasticizer (additives). These factors are not correlated.

For determining the water resistance of concrete it will be made samples on the basis of the compiled matrix, 6 pieces for each series. For determining of the concrete water resistance in each series of samples will be use the method of "wet spot". The results of the study of concrete samples for water resistance will be analyzed, the regression equation will be compiled and its coefficients will be determined. After determining the adequacy of the regression equation from the coded factors, we return to the factors in their natural form. We will build response surfaces and draw conclusions about the influence of certain factors on the main property of hydraulic concrete – its water resistance. This will be discussed in the report 2 in the next issue of the collection of scientific works (No. 10, 2018).

Ключові слова: бетон, водонепроникність, фактор, математичне планування, Бокс-Бенкін

Keywords: concrete, water resistance, factor, mathematical planning, Box-Behnken

Для будівель і споруд, які періодично або постійно перебувають у контакті з водою, використовують гідротехнічний бетон. Залежно від розташування конструкцій відносно рівня води, гідротехнічний бетон поділяють на такі різновиди: надводний; бетон, що знаходиться в зоні змінної дії води; підводний. На гідротехнічний бетон негативний вплив мають такі чинники: припливи і відпливи, часта зміна температури, жорсткість води. Переважаючими характеристиками цього бетону є його водостійкість, водонепроникність, морозостійкість, міцність на стиск і розтяг, обмежене тепловиділення при твердінні. Такі спеціальні властивості бетону забезпечуються [4]: 1) вибором матеріалів, що забезпечують необхідні морозостійкість і водонепроникність, 2) визначенням В/Ц не тільки з умов міцності,



але і з умови довговічності; 3) призначенням витрати цементу в певних межах; 4) вибором коефіцієнта розсунення, що забезпечує одержання щільного і довговічного бетону; 5) застосуванням мікронаповнювачів, що зменшують тепловиділення і об'ємні деформації і гарантують отримання щільного бетону при низьких витратах цементу; 6) застосуванням повітрявтягувальних добавок.

Однією з основних якостей цього матеріалу є його водонепроникність. Адже головним завданням гідротехнічних бетонів є виключення вбирання води (вологи), а тому, зменшення ймовірності його руйнування. Існує декілька марок водонепроникності – від W2 до W20. Основні найпоширеніші марки бетону за водонепроникністю згідно ДСТУ Б В.2.7-170:2008 [1, табл. 5] – W4, W6, W8 (при тиску 0,4; 0,6 і 0,8 МПа, відповідно).

Бетони вищих марок за водонепроникністю (аж до W20) вважаються гідрофобними, їх використовують для будівництва спеціальних гідротехнічних споруд, огорожуючих конструкцій водосховищ тощо.

Взаємодію бетону з водою досліджують за такими показниками як: прямі (ступінь водонепроникності, який відповідає марці, і коефіцієнт можливої фільтрації); непрямі (В/Ц, поглинання води відповідно до маси).

Щоб визначити рівень водонепроникного показника, застосовують основні та допоміжні методи.

До основних методів відносяться: метод «мокрої плями» (вимірювання максимального тиску, при якому зразок не пропускає воду; табл. 1, рис.1); коефіцієнт фільтрації (обчислення коефіцієнта, пов'язаного з постійним тиском і тимчасовим відрізком процесу фільтрації).

Таблиця 1

Умови проведення досліджень за методом «мокрої плями»				
Висота зразка, мм	150	100	50	30
Час витримування на кожному етапі, годин	16	12	6	4

До допоміжних методів належать: визначення за видом в'язучої речовини; за вмістом хімічних добавок; за структурою пор матеріалів складових частин.

Бетон зі спеціальною властивістю водонепроникності має бути високих класів С. Щоб виготовити необхідну бетонну суміш, слід

суворо дотримуватися пропорцій, адже відхилення погіршать властивості як суміші, так і, в кінцевому результаті, – бетону.



Рис. 1. Дослідження зразків бетону на водонепроникність методом «микрої плями»

В літературі [4] вказано, що водонепроникність бетону суттєво залежить від щільності його структури. На щільність, в свою чергу, значною мірою впливає кількість надлишкової води, взятої ще при замішуванні бетонної суміші для забезпечення достатньої її легкоукладальності. Цьому є просте пояснення: вода з часом випарується, структура стане пористою, сполучені пори відкриють шлях для просочення води, а в результаті – водонепроникність знизиться, якість бетону погіршиться, в т.ч. і міцність зменшиться. Щоб запобігти такому негативному явищу, варто оптимізувати витрату води, а точніше – водоцементне відношення – В/Ц.

Підвищити щільність і, разом з тим, водонепроникність бетону можна зниженням водоцементного відношення (збільшенням витрати цементу).

Для гідротехнічного бетону застосовують портландцемент, пластифікований і гідрофобний цемент, пуцолановий і шлаковий, а в деяких випадках і сульфатостійкий цемент.

Гідротехнічний бетон включає в себе, крім цементу, багато інших компонентів. Для забезпечення належного рівня водостійкості в якості наповнювача застосовують кварцові піски. Найбільша міцність бетону досягається при вмісті піску в кількості близько 35% у суміші заповнювачів [4]. Пісок для гідротехнічного бетону має бути високої якості, у ньому не повинно бути шкідливих

домішок, розмір зерен має становити до 2 мм. Нехтування цим фактором може негативно вплинути на рівень рухливості суміші.

Всі гідротехнічні споруди (дамби, греблі, пристані, мости тощо) повинні бути міцними та надійними. Щоб досягнути високих показників цих якостей, потрібно ретельно підбирати крупний заповнювач для бетону. Досить часто використовують граніт внаслідок його здатності не пропускати воду і не руйнуватися під значними навантаженнями. Можливі пропорції цементу, піску, крупного заповнювача виглядають так: 1:1:4, 1:2:3, 1:2,5:5 – при цьому суміш добре формується і твердне.

Також до складу бетону вводять різноманітні добавки, що дозволяє добитися водонепроникності. Застосування гідрофільних пластифікуючих добавок збільшує рухливість бетонних сумішей і, отже, знижує їх водопотребу, що підвищує водонепроникність бетону [4]. Добавки є головним компонентом у бетонній суміші, що підвищує її гідроізоляційні властивості. Можна застосовувати добавки, в основі яких силікатний клей, хлорне залізо, нітрат кальцію (один з найдешевших варіантів, який має відмінну стійкість стосовно вологи, добре розчиняється, не є отруйним, однак, може призвести до пожежі), олеат натрію.

На показник водонепроникності бетонної суміші можуть впливати й інші фактори, зокрема:

- вік самого бетону (з підвищенням якого в бетоні зростає число гідратних сполук, водонепроникність зростає);

- вплив навколишнього середовища;

- використання добавки (наприклад, сульфат алюмінію збільшує ступінь щільності бетону, цього досягають за допомогою вібрації, дії преса, вакуумного видалення вологи).

На водонепроникність бетону впливає його пористість, що утворюється в процесі твердіння суміші. Причинами цього може бути недостатня щільність суміші, наявність зайвої води замішування, зменшення об'єму матеріалу внаслідок усадки. Усадка повинна бути мінімальною для такого типу бетону. Щоб її уникнути, виконують дії: зволожують ранній бетон протягом перших трьох днів через кожні три години, накривають сформовану ділянку вологою мішковиною або плівкою, застосовують спеціальні плівкоутворюючі засоби. На пористість бетонів впливають і добавки. Сульфати заліза і алюмінію збільшують рухливість бетону

і сприяють підвищенню ступеня ущільнення під дією вібрації, пресування і вакуумування.

Якщо бетон після формування перебуває у вологому й теплому середовищі, то водонепроникність його наростає і може збільшитися у кілька разів протягом півроку.

Отже, на водонепроникність бетону впливає багато різноманітних факторів. Визначити ступінь їх впливу можна за допомогою системного аналізу, виконавши математичне моделювання з отриманням рівняння регресії. Мета математичного методу планування експерименту полягає у встановленні математичної моделі даного дослідження, тобто встановлюється функція, яка є визначальною для результату дослідження, виходячи з певних вихідних умов.

Найбільш уніфікованими і придатними для будь-яких відгуків та факторів вважаються функції регресії у вигляді відрізків ряду Тейлора. Функція відгуку апроксимується у вигляді поліноміального рівняння регресії [6]:

$$\hat{y} = b_0 + \sum_{i=1}^k b_i x_i + \sum_{i=1}^k b_{ij} x_i x_j + \sum_{i=1}^k b_{ii} x_i^2, \quad (1)$$

де  $k$  – число факторів;  $\hat{y}$  – розрахункове значення параметра оптимізації;  $b_0, b_i, b_{ij}, b_{ii}$  – коефіцієнти регресії, які визначають статистичним шляхом на основі експериментів;  $x_i$  – кодована (нормована) змінна,  $x_i = \frac{X_i - X_{i0}}{\Delta X_i}$ ;  $\Delta X_i$  – натуральне значення

інтервалу варіювання  $i$ -того фактору,  $X_i$  – натуральне значення рівнів  $i$ -того фактору ( $X_{i0}$  – основний рівень варіювання).

Кодована змінна може набувати значень  $-1$ ;  $0$ ;  $+1$ . Це зручно при експериментальних дослідженнях, оскільки обробка дослідних даних виконується у стандартній формі, незалежно від конкретних умов задачі, що істотно спрощує обчислення.

У дослідженні вирішено врахувати фактори, які суттєво можуть вплинути на водонепроникність бетону: параметром оптимізації є водонепроникність бетону, а факторами впливу прийнято:  $X_1$  – водоцементне відношення, В/Ц;  $X_2$  – марка цементу, кгс/см<sup>2</sup>;  $X_3$  – витрата пластифікатора (добавки), %. Ці фактори не мають між собою кореляції.

Кодування факторів для переведення натуральних факторів у безрозмірні величини з метою побудови план-матриці експерименту наведено в табл. 2.

Таблиця 2

Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
Натуральний вигляд	Кодований вигляд	-1	0	+1	
Водоцементне співвідношення, В/Ц	$x_1$	0,40	0,45	0,50	0,05
Марка цементу, кг/см <sup>2</sup>	$x_2$	300	400	500	100
Витрата пластифікатора (добавки), %	$x_3$	0,10	0,15	0,20	0,05

У практиці досліджень з технології бетону [6, с. 51] часто застосовують плани Бокса-Бенкена, матриця якого для трьох факторів наведена в табл. 3.

Таблиця 3

Матриця плану Бокса-Бенкена та вихідні експериментальні дані

Точки плану	Матриця планування			Квадрати змінних			Взаємодії факторів			Вихідний параметр
	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_1^2$	$x_2^2$	$x_3^2$	$x_1x_2$	$x_1x_3$	$x_2x_3$	
1	+1	+1	0	+1	+1	0	+1	0	0	$y_1$
2	+1	-1	0	+1	+1	0	-1	0	0	$y_2$
3	-1	+1	0	+1	+1	0	-1	0	0	$y_3$
4	-1	-1	0	+1	+1	0	+1	0	0	$y_4$
5	+1	0	+1	+1	0	+1	0	+1	0	$y_5$
6	+1	0	-1	+1	0	+1	0	-1	0	$y_6$
7	-1	0	+1	+1	0	+1	0	-1	0	$y_7$
8	-1	0	-1	+1	0	+1	0	+1	0	$y_8$
9	0	+1	+1	0	+1	+1	0	0	+1	$y_9$
10	0	+1	-1	0	+1	+1	0	0	-1	$y_{10}$
11	0	-1	+1	0	+1	+1	0	0	-1	$y_{11}$
12	0	-1	-1	0	+1	+1	0	0	+1	$y_{12}$
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$y_{13}$
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$y_{14}$
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$y_{15}$

За складеною матрицею (табл. 3) будуть виготовлені зразки для визначення водонепроникності бетону, причому по 6 шт. кожної серії [1, п. 3.2.]. При виготовленні цих зразків з бетонної суміші слід видалити усі зерна заповнювача розміром понад 40 мм.

Вихідним параметром  $y_i$  в табл. 3 є водонепроникність. Визначати водонепроникність бетону для кожної серії зразків будемо за методом "микрої плями" [1, п. 8.2.].

Гідротехнічний бетон повинен виключити поглинання води та звести імовірність руйнування до нуля, адже він має забезпечувати довготривалий термін експлуатації будівель та споруд, які перебувають під впливом води. Для отримання якісних водонепроникних конструкцій потрібно чітко дотримуватися технології виробництва гідротехнічного бетону. Оскільки на водонепроникність бетону впливає чимало факторів, то визначити ступінь їх впливу можна за допомогою системного аналізу, виконавши математичне моделювання з отриманням рівняння регресії. Після встановлення адекватності рівняння регресії від кодованих факторів повернемося до факторів у натуральному вигляді. Побудуємо поверхні відгуку і зробимо висновки про вплив певних факторів на основну властивість гідротехнічного бетону – його водонепроникність. Про це йтиметься у повідомленні 2 у наступному випуску збірника наукових праць (№10, 2018).

1. ДСТУ Б В.2.7-170:2008 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водонепроникності.
2. ДСТУ Б В.2.7-216:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення деформацій усадки та повзучості.
3. ДСТУ Б В.2.7-43-96 Бетони важкі. Технічні умови.
4. <http://bibliograph.com.ua>
5. Девидсон М.Г. Водонепроницаемый бетон. – Л.: Лениздат, 1965. – 99 с.
6. Дворкін Л.Й. Розв'язування будівельно-технологічних задач методами математичного планування експерименту / Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін, В.В. Житковський: Навч. посібник. Рівне: НУВГП, 2011. – 174 с.

**ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ КЛЕЄМЕТАЛЕВИХ  
З'ЄДНАНЬ ЕЛЕМЕНТІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

**RESEARCH WORK OF THE GLUED SCREW JOINTS OF  
ELEMENTS OF WOODEN CONSTRUCTIONS**

**Кислюк Д.Я. к.т.н., доцент, Чапюк О.С., к.т.н., доцент, (Луцький  
НТУ, м. Луцьк)**

**Kyslyuk D.Ya. Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Chapiuk  
O.S., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Lutsk State Technical  
University, Lutsk)**

Наведені результати експериментальних досліджень роботи та доцільність застосування клеєгвинтових з'єднань при виготовленні дощатоклеєних елементів. Дослідження клеєгвинтових з'єднань показали, що застосування самонарізів дає змогу проводити запресування без спеціального обладнання і при додержанні всіх технологічних умов склеювання має достатню міцність клеєвого шва

The expediency of the use glued screw joints in the manufacture of laminated wooden elements at woodworking enterprises or on a construction site in the absence of special press equipment.

The use of wooden elements of a continuous cross-section is limited to the assortment of lumber. To increase the carrying capacity of wooden structures the most progressive is the use of rain-fed elements. But for their manufacture special press equipment is needed, which in most cases is not present at small woodworking enterprises. Therefore, at small volumes of work it is possible to offer glue-screws in a board-packed package.

Experimental studies of glue-screw joints have shown that the use of self-tapping screeds makes it possible to shut off without special equipment and, with all technological conditions of bonding, has a sufficient strength of the glue joint (up to 80% of the strength when bonding on the press). Estimated load of a certain glued joint is much less destructive (2-3 times), which also proves sufficient strength of the

injection of the sample only with the help of self-tapping. In addition, self-screws in such compounds work on bending, and the wood on the crumbling as a connecting rod. They are pliable and bearing capacity much less than glued joints, but prevent the instant destruction of structures at short-term loads, which during tests is greater than the estimated load for a glue joint.

To study the work of such compounds, experimental samples with different types of joints of individual boards were used, namely: adhesive bonding, grinding (using screws) and combined (using screws and glue).

The test is carried out in the laboratory using a hydraulic press. To measure the deformation of the shift of the boards, one with respect to one for the samples of the barrel connection, set an indicator whose head rests in a wooden shelf, which is fixed to the outer boards. On the seam for control, a strip of paper with a millimeter markup is affixed, which, after drying, is cut off by a safety razor blade on a seam of the sample

The proposed method can be used for the production of rain-fed beams with a span of 9 ... 18 m, flat circular arches and other structures with a cross-sectional width of up to 18 cm in woodworking enterprises or on a construction site in the absence of special press equipment.

Ключові слова: з'єднання, дерев'яні конструкції, дощатоклеєні елементи

Keywords: connection, wooden constructions, wood glued elements

З'єднання є одними з найбільш відповідальних частин дерев'яних конструкцій тому, що для їх виготовлення у елементах часто роблять отвори та врізи, які послаблюють поперечні перерізи і при цьому виникає концентрація напружень. Руйнування конструкцій, як правило, відбувається в місцях з'єднання окремих елементів. Тому таким частинам конструкцій потрібно приділити особливу увагу у розрахунку і конструюванні. Особливо це стосується елементів які працюють на розтяг і сколювання. Основними способами з'єднань таких елементів є нагельні та клеєві з'єднання.

Застосування дерев'яних елементів суцільного поперечного перерізу обмежується сортаментом пиломатеріалів. Для збільшення несучої здатності дерев'яних конструкцій найбільш прогресивним є



застосування дощатоклеєних елементів. Але для їх виготовлення необхідне спеціальне пресове обладнання, яке в більшості випадків відсутнє на невеликих деревообробних підприємствах. Тому при невеликих обсягах робіт можна запропонувати клеєвинтові з'єднання в дощатоклеєному пакеті.

Нагельні з'єднання можна виготовляти як в заводських умовах так і на будівельному майданчику з деревини будь-якої вологості, але недоліком є ослаблення поперечних перерізів та концентрація напружень у місцях безпосереднього з'єднання конструкцій, їх піддатливість.

В клеєних з'єднаннях неможливі і нема ослаблень поперечних перерізів. Такі з'єднання можна вважати монолітними (суцільними), так як вони є не менш міцними ніж реальна деревина. Також перевагою клеєвих з'єднань є те, що вони надають можливість з дошок обмежених розмірами перерізу і довжини виготовляти дощатоклеєні елементи несучих конструкцій практично будь-яких розмірів і форм. Клеєві з'єднання є водостійкими. Недоліком таких з'єднань є те, що їх виготовлення повинно проходити в заводських умовах при наявності пресового обладнання, що впливає на загальну вартість конструкції. Руйнування таких з'єднань проходить миттєво.

Застосування саморізів при виготовленні клеєметалевих з'єднань дає змогу проводити запресовку без спеціального обладнання і запобігає миттєвому руйнуванню з'єднання.

Для дослідження роботи таких з'єднань були використані дослідні зразки з різними типами з'єднань окремих дошок, а саме: клеєве з'єднання, нагельне (за допомогою саморізів) та комбіноване (за допомогою саморізів та клею).

В даних випробуваннях були використані наступні матеріали: дерев'яні зразки, які виготовлені за типорозмірами, які показані на рис.1, з прямошарової деревини сосни без вад. Саморізи виготовлені із сталі, поверхня фотосфатована на чорний колір. Довжина саморіза 90мм, зовнішній діаметр 3,5мм. Використаний дисперсний монтажний клей на основі полівінілацетату (ПВА) для твердої і м'якої деревини.

Зразок на нагелях з'єднується за допомогою 8 самонарізів з обох сторін так як це показано на рис.1. Клеєний зразок з'єднується за допомогою клею ПВА, який наноситься тонким шаром на поверхні дотику дошок, після чого зразок поміщається під прес на

24 години. Клеєметалевий зразок з'єднують за допомогою клею без пресового обладнання, так як роль пресу в цьому випадку виконують саморізи.

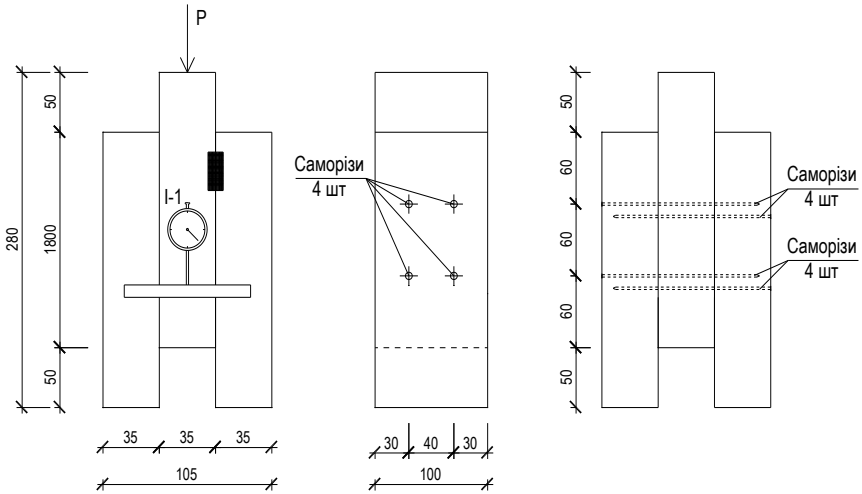


Рис. 1. Схема випробування зразків

Безпосередньо перед початком випробувань з точністю до 0,5мм вимірюються товщини дошок і діаметри нагелів та визначається несуча здатність нагельного і клеєного з'єднання, згідно з [1, 2]:

$$F_{ld} = \min \begin{cases} f_{n.1.d} t_1 d k_a \\ f_{n.2.d} t_2 d k_a \\ f_{n.d} d^2 (1 + \beta_n^2) \sqrt{k_a} \end{cases}$$

1) нагельне з'єднання

$$F_d = F_{ld.min} n_n n_s = 0,45 \cdot 8 \cdot 2 = 5,9 \text{ кН}$$

де  $F_{min}$  - мінімальна несуча здатність нагеля на один зріз в кН, що визначається із виразів:

$$F_{ld} = f_{n.1.d} t_1 d k_a = 0,8 \cdot 2,6 \cdot 0,35 = 0,73 \text{ кН}$$

$$F_{ld} = f_{n.2.d} t_2 d k_a = 0,5 \cdot 3,5 \cdot 0,35 = 0,61 \text{ кН}$$

$$F_{ld} = f_{n.d} d^2 (1 + \beta_n^2) \sqrt{k_a} = 2,5 \cdot 0,35^2 (1 + 0,47^2) = 0,37 \text{ кН}$$

$a$  - середнє арифметичне товщини крайніх елементів зразка з врахуванням довжини защемлення цвяха, (см):

$$a = (a_1 + a_2)/2 = (3,5 + 1,8)/2 = 2,6 \text{ см}$$

$$a = l - a_1 - c - 0,1m = 9 - 3,5 - 3,5 - 0,2 = 1,8 \text{ см}$$

$c$  - товщина середнього елемента,  $c=3,5$  см;

$d$  - діаметр нагеля;  $d = 0,35$  см;

$n$  - кількість нагелів у зразку  $n = 8$ ;

$m$  - кількість зрізів одного нагеля  $m = 2$ .

2) клеєве з'єднання

$$F_{c,d} = A_v f_{v,m,k} = l_v b f_{v,m,k} = 0,1 \cdot 0,18 \cdot 0,95 = 17 \text{ кН}$$

Тут:  $f_{v,m,k} = 0,95$  МПа

Дослід проводиться в лабораторії за допомогою гідравлічного пресу. Для вимірювання деформації зсуву дошок одна відносно одної для зразків нагельного з'єднання встановлюють індикатор, головка якого впирається в дерев'яну полицку, яка закріплена до зовнішніх дошок. На шві для контролю наклеюють смужку паперу з міліметровою розміткою, яку після висихання розрізують лезом безпечної бритви по шву зразка (рис.2).



Рис.2. Випробовування зразка на саморізах  
(початкове положення)

Руйнівне навантаження зразка з нагельним з'єднанням  $N_{max} = 33$  кН при деформаціях зсуву більше 1 см. Експериментальне

навантаження при нормативній деформації зсуву 2мм становить 13 кН.

Руйнівне навантаження клеєного зразка  $N_{max} = 70,5$  кН. Руйнування цього зразка відбулось миттєво.

Таблиця.1. Показники залежності деформацій зсуву від навантаження зразка з нагельним з'єднанням

N, кН	S, мм	N, кН	S, мм	N, кН	S, мм
2	0,01	10	0,93	18	4,33
3	0,03	11	1,16	19	4,57
4	0,07	12	1,52	20	5
5	0,14	13	2	21	5,4
6	0,22	14	2,51	22	5,6
7	0,33	15	3,1	23	5,9
8	0,45	16	3,52	24	6,33
9	0,69	17	3,94	25	6,76

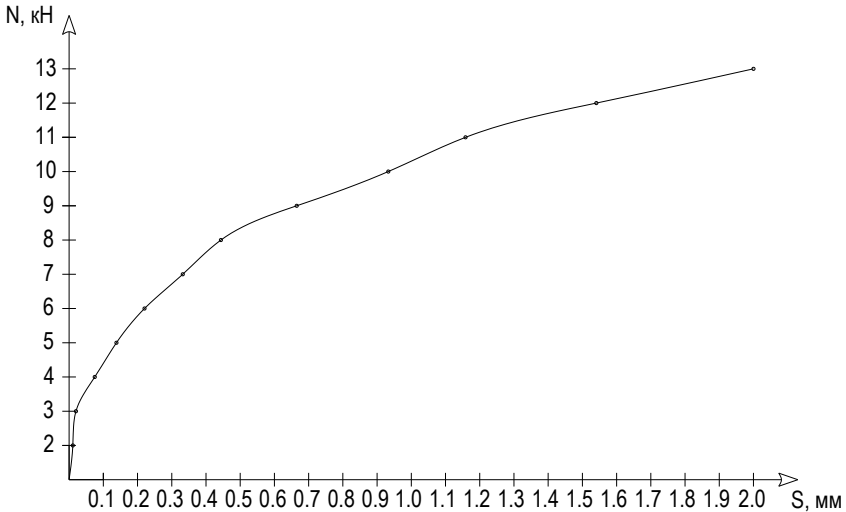


Рис.3. Графік залежності деформацій від навантаження нагельного з'єднання

Випробування клеєметалевого зразка показало наступні результати: руйнування клейового шару наступає при  $N = 57$  кН і

зміщення дошок одна відносно другої досягає двох міліметрів, але за рахунок роботи саморізів зразок певний час ще витримує тимчасове навантаження  $N = 33 \text{ кН}$ , після чого досягає критичних деформацій.

Дані дослідження показали доцільність застосування клеєметалевих з'єднань і ефективність їх полягає у наступному:

- відсутність ослаблень поперечного перерізу, порівняно з клеєболтовим з'єднанням;
- нема миттєвого руйнування конструкцій (порівняно із клеєним з'єднанням);
- відсутність піддатливості з'єднань;
- нема необхідності застосовувати пресове обладнання.

Експериментальні дослідження клеєгвинтових з'єднань показали, що застосування самонарізів дає змогу проводити запресування без спеціального обладнання і при додержанні всіх технологічних умов склеювання має достатню міцність клеєвого шва (до 80% міцності при склеюванні на пресі). Розрахункове навантаження такого клеєного шва значно менше руйнівного (в 2-3 рази), що теж доводить достатню міцність запресування зразка лише за допомогою самонарізів. Крім цього самонарізи в таких з'єднаннях працюють на згинання, а деревина на зминання як нагельні з'єднання. Вони податливі і несуча здатність їх значно менша від клеєвих швів, але запобігають миттєвому руйнуванню конструкцій при короточасних навантаженнях, які при впробовуваннях більші за розрахункове навантаження для клеєвого шва.

Такі з'єднання доцільно застосовувати при виготовленні невеликої кількості дощатоклеєних конструкцій для виготовлення дощатоклеєних балок прольотом 9...18 м, пологих кругових арок та інших конструкцій шириною поперечного перерізу до 18 см на деревообробних підприємствах або на будівельному майданчику при відсутності спеціального пресового обладнання.

1. ДБН В.2.6-161:2017 Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції/ Основні положення. – Мінрегіонбуд України. 2017. 2. ДСТУ-Н Б В.2.6-217:2016. Настанова з проектування будівельних конструкцій з цільної і клеєної деревини. ДП "УкрНДНЦ" 2017. 3. Гомон С.С. «Конструкції з дерева та пластмас» навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2016.

## ПРИСКОРЕНИЙ МЕТОД ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ ЦЕМЕНТОГРУНТУ

### METHOD ACCELERATED DETERMINING THE STRENGTH OF CEMENT SOIL

Маліков В.В., к.т.н., доц., Панасюк Я.І., к.т.н., доц., Боярчук Б.А., к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Malikov VV, Ph.D., senior lecturer, Panasuk Y.I., Ph.D., senior lecturer, Bojarchuk B.A., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk)

В результаті проведених дослідів були отримані міцнісні залежності ґрунтів укріплених цементом та добавками  $\text{Na}_2\text{O}(\text{SiO}_2)_n$ , SikaPlast – 520, МТС під впливом температури, завдяки чому можливо пропонувати методіку прискорення проведення дослідів в межах трьох діб. Крім цього така методіка надасть можливість не тільки прискорити час заходження необхідної рецептури цементогрунтових сумішей а при подальшому пошуку розробити технологічні карти для прискореного влаштування шарів дорожнього одягу.

The use possibility of soils strengthened by cement as road-to-road cover IV and V technical categories puts the question input rapid of these transport communications in the work.

Increase in temperature at hardening accelerates chemical reaction of hydration and thus positively affects the growth of concrete strength in early terms without any adverse effects affecting further strength.

To study the properties of fortified soil the standard methods, taken for the study of soils fortified with cement were used.

To strengthen the soil with cement as soil used sand shallow.

For preparation of mixtures on the basis of ground as astringent used Portland cement of the brand 500, as additives were used "MTS", "Sikaplast-520" and the sodium liquid glass meet the requirements.

Production of cylindrical samples with diameter and height of 50 mm performed in laboratory conditions at the temperature of 20 °C.

Samples formed by sealing the mixture by means of hydraulic press at a load of 150 kgf/cm<sup>2</sup> for 3 minutes. Placed in a hydraulic bath and have been firmer under normal conditions during 7 days. have been placed Thermogender and have been firmer for 3 days, samples were tested after the settlement period.

As a result of the experiments were obtained strong dependence of soils fortified with cement and additives Na<sub>2</sub>O (SiO<sub>2</sub>) n, Sikaplast-520, MTS under the influence of temperature, so that it is possible to offer a technique of acceleration of experiments within three Days.

In addition, this method will provide an opportunity not only to accelerate the time of the necessary compounding cement-soil mixtures and at the further search to develop the technological cards for accelerated installation of road layers.

Ключові слова: цементогрунт, міцність при стиску, температура, добавка

Keywords: soil reinforcement by cement, compression strength, temperature, additive

Можливість застосування ґрунтів укріплених цементом в якості дорожніх покриттів для автомобільних доріг IV та V технічних категорій ставить питання щодо швидкого вводу цих транспортних комунікацій в роботу. Однак задача автомобільних доріг з покриттям із цементогрунту в експлуатацію є достатньо проблемною, що пов'язано, в тому числі, із значною залежністю часу набору міцності (в основному портландцементи) від коливань температури навколишнього середовища.

При температурах від 0 до 8°C відбувається значне, в 2...3 рази в порівнянні з тужавінням при звичайних температурах, уповільнення цих процесів а при температурі нижче 0°C вони майже повністю припиняються. Підвищення ж температури тужавіння розчинів і бетонів супроводжується значним прискоренням зростання міцності. Воно стає досить помітним вже при температурі бетонних сумішей 30...40°C при їх твердінні в теплі періоди року. У великих же масивах ці температури можуть триматися і в холодну пору.

Підвищення температури при твердінні прискорює хімічні реакції гідратації і таким чином благотворно впливає на зростання міцності бетону в ранні терміни без будь-яких негативних наслідків,

що впливають на подальшу міцність. Однак більш висока температура при укладанні та схоплюванні, хоча і підвищує дуже ранню міцність, але може несприятливо вплинути на міцність у віці від 7 діб і більше. Це пояснюється тим, що при швидкій початковій гідратації утворюються продукти з більш поганою фізичній структурою, можливо більш пористої, тому значна частина пір завжди залишається незаповненою.

Для дослідження властивостей укріпленого ґрунту застосовувались стандартні методи, прийняті для дослідження ґрунтів укріплених цементом, які представлені у нормативних документах [1...4].

В результаті робіт В.М. Безрука, І.Л. Гурячкова, А.Н. Токіна, Л.К. Добринського, Т.Ю. Любимової, А.А. Надежко, Н.М. Соколової, І.А. Плотнікової, А.А. Фрідман, І.П. Гаркавенка, Н.Ф. Сасько, О.В. Тюменцевої, С.Н. Дежиної, Р.А. Агапової [5...14] було показано, що ґрунти, укріплені цементом, представляють собою матеріал зі змішаним типом структур. В результаті гідратаційного тужавіння в'язучого з'являється кристалізаційна структура; між частинками ґрунту є коагуляційні зв'язки; крім того в не зруйнованих агрегатах ґрунту можуть зберігатись конденсаційні зв'язки, які утворилися раніше в природних умовах.

В процесі структуроутворення (гідратації і гідролізу цементу) відбувається перехід в розчин гідрату окису кальцію, перенасичення їм розчину і утворення гідроалюмінатів, гідросилікатів кальцію та інших гідратів. Виниклі кристали починають рости, переплітатися між собою і зрощуватися, формуючи кристаллизаційну структуру.

Мінералогічний і хімічний склади ґрунту істотно впливають на міцність цементоґрунту.

З метою цілеспрямованого регулювання процесів, що визначають формування структури і властивостей цементоґрунту, були проведені дослідження з укріплення ґрунтів портландцементом з водорозчинними стабілізуючими добавками. Використання стабілізуючих добавок при укріпленні ґрунтів портландцементом дозволяє формувати комплексну структуру цементоґрунту – кристалізаційно-коагуляційну, яка характеризується високою міцністю, водо- і морозостійкістю.

За аналогією значної кількості дослідів тужавіння бетонів, для ґрунтів укріплених цементом ставимо завдання дослідів –



визначити вплив температури на набір міцності цементогрунтів із додаванням хімічних добавок та без додатків з метою зменшити час випробувань.

Для укріплення ґрунту цементом в якості ґрунту використовувався пісок мілкий характеристики якого представлені у таблиці 1.

Для приготування сумішей на основі ґрунту в якості в'язучих використовувався портландцемент марки 500, який відповідав вимогам ДСТУ Б В.2.7-46-96 [15], в якості добавок використовувались «МТС», „SikaPlast - 520” та рідке скло натрієве відповідали вимогам [16,17,18]. Вода для приготування сумішей відповідала вимогам ГОСТ 23732 [19].

За даними виробника ТОВ ВЕМАКО це гідрофобна добавка, яка необхідна для гідроізоляції матеріалів на основі цементу, які будуть піддаватись впливу вологи та води. Дана добавка складається з меланінових смол, а також кремнійорганічного полімеру [16]. Скло рідке натрієве «БАРВА» розроблене для укріплення бетонних основ, цементно піщаних стяжок, штукатурок та надання їм кислотостійкості. Виробник ПП Олейников. Морозостійкий продукт [17]. Добавка „SikaPlast - 520” призначена для підвищення міцності, водонепроникненості а тако має властивості уповільнювача часу твердіння.

Таблиця 1

Властивості прийнятого для досліджень ґрунту

Гранулометричний склад, %		
Розмір зерен, мм	2-1	0,4
	1-0,5	1,6
	0,5-0,25	32,8
	0,25-0,071	60,2
	<0,071	5
Границя текучості, %		7,5
Оптимальна вологість при максимальній щільності, %		7
Максимальна щільність при оптимальній вологості, г/см <sup>3</sup>		2,148

В якості ґрунту використовувався пісок мілкий [17], властивості якого наведені в таблиці 1.

При визначенні зміни міцності при стиску в залежності від концентрацій хімічних добавок до цементу та температури навколишнього середовища під час досягання зразків на 3-му та 7-му добу концентрація цементу становила 14 %.

При визначенні межі міцності на стиск концентрація цементу у складі досліджуваних сумішей становила 14% від маси сухого ґрунту. Кількість води становила 10% та 7.5 % від маси сухої цементогрунтової суміші. Для встановлення впливу концентрації добавки рідкого скла на міцність було запропоновано процентний числовий ряд: 2% та 10% від маси цементу. Добавки вводились безпосередньо у воду. Також було виготовлено контрольну серію зразків із цеменогрунту без добавок з марками цементу М 300 та М 500.

В таблиці 2 наведено результати дослідів набору міцності бетонів на основі портландцементу марки М 500 під час їх тужавіння в залежності від температури.

Таблиця 2

Збільшення міцності бетону марки 400 на портландцементі марки 500 (% від  $R_{28}$ )

Вік бетону, діб.	Температура бетону, °С								
	-3	0	5	10	20	30	40	50	60
1	-	8	12	18	28	40	55	65	70
2	-	16	22	32	50	63	75	85	90
3	10	22	32	45	60	74	85	92	98
5	16	32	45	58	74	85	96	-	-
7	19	40	55	66	82	92	100	-	-
14	25	57	70	80	92	100	-	-	-
28	30	70	90	90	100	-	-	-	-

Набір міцності бетоном (марки 400 на портланд цементі 500) на третю добу з температурою навколишнього середовища  $+37^{\circ}\text{C}$  відповідно до графіку на рис 1. та порохований за апроксимованою функцією, складає 83% від марочної  $R_{28}$

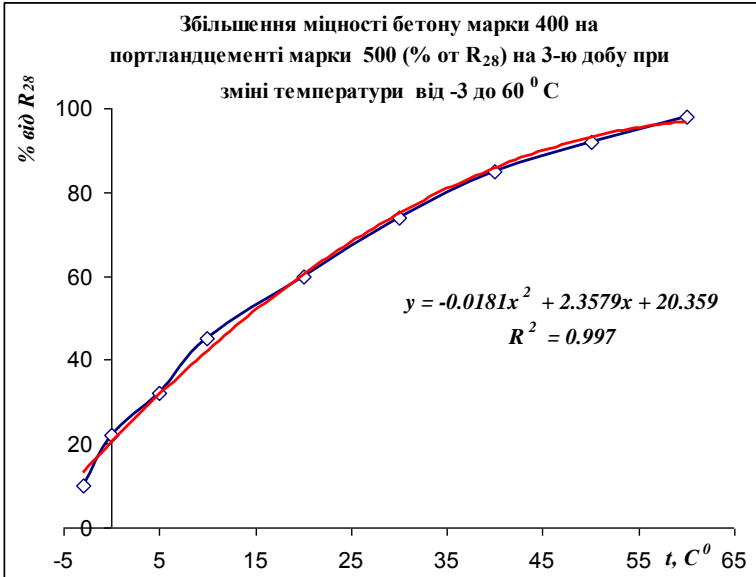


Рис. 1. Збільшення міцності бетону

З метою визначення впливу температури твердіння зразків цементогрунтів було проведено серію дослідів на зразках із додаванням прискорювачів твердіння в нормальних умовах твердіння та в умовах  $+ 37^{\circ}\text{C}$ . Методика дослідів полягає в наступному: для оцінки фізико-механічних характеристик укріпленого ґрунту готували зразки кожного досліджуваного складу суміші для випробування на міцність при стиску в віці 3 та 7 діб (по 6 зразків на точку на кожен вид випробування).

Приготування сумішей з укріпленого ґрунту виконували в лабораторній мішалці.

При приготуванні цементогрунтових сумішей до ґрунту додавали мінеральне в'язуче, а потім вводили необхідну кількість води та добавок розчинених у воді. Необхідну кількість води визначали згідно [21]. При приготуванні цементогрунтових сумішей з добавками до ґрунту додавали мінеральне в'язуче, далі необхідну кількість води, або води з розчиненими добавками.

Виготовлення циліндричних зразків діаметром та висотою 50 мм виконували в лабораторних умовах при температурі  $20$   $^{\circ}\text{C}$  згідно [1...4]. Зразки формували шляхом ущільнення суміші за допомогою

гідравлічного пресу при навантаженні 150 кгс/см<sup>2</sup> протягом 3 хв., після чого вони поміщались в гідравлічну ванну та тужавіли при нормальних умовах протягом 7-ми діб [1], та в термостаті та тужавіли протягом 3-х діб, зразки випробовувались після розрахункового періоду згідно [1....4].

Випробування цементогрунтових зразків проводилося на сухих зразках, заздалегідь витриманих дві доби у приміщенні з умовами температура повітря 25±10 °С, відносна вологість 50±20 %.

Після витримування зразки руйнувалися, результати досліджень наведені в таблицях 3, 4 та 5.

Таблиця 3

Міцність при стиску ґрунту укріпленого цементом та добавкою Na<sub>2</sub>O(SiO<sub>2</sub>)<sub>n</sub>

№	Цемент М 300				Добавка Na <sub>2</sub> O(SiO <sub>2</sub> ) <sub>n</sub> 2 %				Добавка Na <sub>2</sub> O(SiO <sub>2</sub> ) <sub>n</sub> 10%			
	кгс		МПа		кгс		МПа		кгс		МПа	
	3 доби		7 діб		3 доби		7 діб		3 доби		7 діб	
1.	110	0.55	150	0.75	300	1.50	320	1.60	270	1.35	250	1.25
2.	145	0.72	140	0.70	340	1.70	360	1.80	240	1.20	250	1.25
3.	130	0.65	140	0.70	310	1.55	370	1.85	240	1.20	260	1.30
4.	125	0.62	155	0.77	310	1.55	350	1.75	260	1.30	270	1.35
5.	120	0.60	160	0.80	320	1.60	340	1.70	250	1.25	265	1.32
6.	135	0.67	145	0.72	300	1.50	360	1.80	260	1.30	255	1.27
Сер.знач.	0.64			0.74		1.57		1.75		1.27		1.29

Таблиця 4

Міцність при стиску ґрунту укріпленого цементом та добавкою МТС

№	Цемент М 500				Добавка МТС 1 %				Добавка МТС 3 %			
	кгс		МПа		кгс		МПа		кгс		МПа	
	3 доби		7 діб		3 доби		7 діб		3 доби		7 діб	
1.	235	1.17	310	1.55	495	2.47	640	3.20	1100	5.50	760	3.80
2.	260	1.30	290	1.45	475	2.37	645	3.22	1110	5.55	780	3.90
3.	250	1.25	300	1.50	520	2.60	580	2.90	1160	5.80	680	3.40
4.	225	1.12	275	1.37	578	2.89	670	3.35	1120	5.60	720	3.60
5.	230	1.15	290	1.45	550	2.75	650	3.25	1110	5.55	750	3.75
6.	240	1.20	280	1.40	500	2.50	600	3.00	1000	5.00	770	3.85
Сер.знач.	1.20			1.45		2.60		3.15		5.50		3.71

Таблиця 5

Міцність при стиску ґрунту укріпленого цементом та добавкою Sika

№	Добавка Sika 1%				Добавка Sika 3%			
	кгс	МПа	кгс	МПа	кгс	МПа	кгс	МПа
	3 доби		7 діб		3 доби		7 діб	
1.	220	1.10	720	3.60	20	0.10	640	3.20
2.	140	0.70	660	3.30	30	0.15	560	2.80
3.	230	1.15	710	3.55	50	0.25	540	2.70
4.	145	0.72	650	3.25	40	0.20	620	3.10
5.	200	1.00	700	3.50	50	0.25	610	3.05
6.	170	0.85	690	3.45	55	0.27	600	3.00
Сер.знач.	0.92		3.44		0.20		2.97	

Результати дослідів представлені у вигляді діаграм рис. 2, 3, 4 та 5

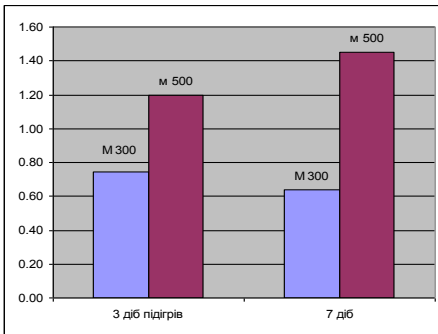


Рис. 2. Збільшення міцності бетону марки 400 на портландцементі марки 500 (% від  $R_{28}$ )

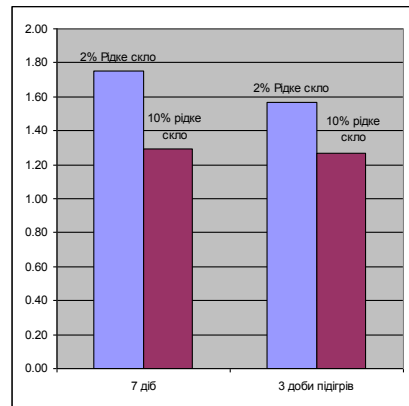


Рис.3 Міцність при стиску ґрунту укріпленого цементом та добавкою  $Na_2O(SiO_2)_n$

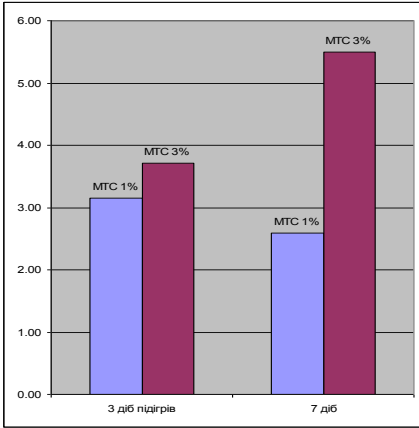


Рис. 4 Міцність при стиску ґрунту укріпленого цементом та добавкою МТС

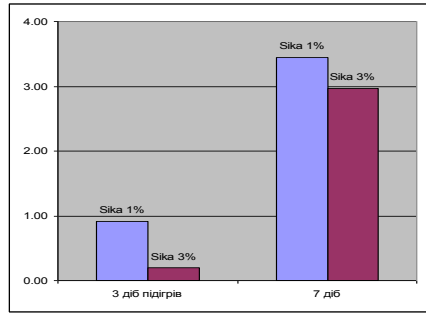


Рис. 5 Міцність при стиску ґрунту укріпленого цементом та добавкою Sika

Результати показують, що розбіжності значень в серіях досліджень в межах 11...17%. Таким чином розбіжності між середніми значеннями межі міцності на стиск коливаються в межах 5...9 %, а процентне значення міцності на стиск складає не менше 82% від  $R_{28}$  (за аналогією із бетоном М400 на портландцементі М500), що дозволяє використовувати зразки 3-х добового витримування в якості 7-ми добових. Однак при додаванні МТС в кількості 3% та SikaPlast-520 1%, 3% розбіжності між межами міцності на стиск складає 68% і менше, що говорить про сповільнювальну дію добавки SikaPlast-520.

Такий підхід дає можливість оптимізувати тривалість та кількість дослідів із знаходження рецептури цементогрунтових складів для проектних рішень конструкцій автомобільних доріг.

Крім цього така методика надасть можливість не тільки прискорити час заходження необхідної рецептури цементогрунтових сумішей а при подальшому пошуку розробити технологічні карти для прискореного влаштування шарів дорожнього одягу. Значна кількість тепло ізолюючих рулонних матеріалів на ринку країни дає можливість говорити про можливість зменшення технологічних перерв пов'язаних із набуттям необхідної міцності цементогрунту після вкладання в природних умовах, тобто використовувати тепло екзогенної реакції

гідратації цементу з локалізацією поверхні теплообміну (відомий як метод „термос”, „гарячий термос” для бетонів).

### **Список використаної літератури**

1. Проектування і будівництво основ та покриттів автомобільних доріг із кам'яних матеріалів, промислових відходів і ґрунтів, укріплених цементом: ВБН В.2.3-218-002-95. – К.: Укравтодор, 1995 – 47 с.

2. Споруди транспорту. Влаштування шарів дорожніх одягів з ґрунтів, укріплених в'язучими матеріалами: ВБН В.2.3-218-541:2010. – К.: Укравтодор, 2010 – 39 с.

3. Смеси щебеночно-гравийно-песчаные и ґрунты, обработанные неорганическими вяжущими материалами, для дорожного и аэродромного строительства. Технические условия: ГОСТ 23558-94. – М., 1994. – 9 с.

4. Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу : ВБН В.2.3-218-186-2004. – К.: Укравтодор, 2004. – 176 с.

5. Безрук В.М. Влияние гранулометрического состава при комплексном укреплении ґрунтов цементом и добавками химических веществ / В.М. Безрук, И.Л. Гурычков // Материалы VII Всесоюзного совещания по закреплению и уплотнению ґрунтов “Закрепление ґрунтов в основаниях гидротехнических сооружений, зданий при строительстве дорог и аэродромов, при проходке стволов шахт, туннелей, строительстве оросительных систем и в основаниях сооружений различного назначения”. – Ленинградское отделение: Энергия, 1971. - С. 46-49.

6. Токин А.Н. Армированный цементоґрунт / А.Н. Токин, Л.К. Добринский //Материалы к VI Всесоюзному совещанию по закреплению и уплотнению ґрунтов “ Теория и методы искусственного улучшения ґрунтов различных петрографических типов”. – Издательство Московского университета, 1968. – С. 108-111.

7. Безрук В.М. Теоретические принципы комплексных методов укрепления ґрунтов с введением добавок цемента или извести и поверхностно-активных веществ или хлористых солей / В.М. Безрук // Труды совещания по теоретическим основам технической мелиорации ґрунтов 1-4 февраля 1960г.. – Издательство Московского университета, 1961. – С. 45-53.

8. Любимова Т.Ю. О процессах структурообразования в ґрунтах, укрепленных цементом // Труды совещания по теоретическим основам технической мелиорации ґрунтов : доклады / Т.Ю. Любимова. – М. : МГУ, 1961. – С. 113-122.

9. Надежко А.А. Трещинообразование в цементоґрунтовых покрытиях / А.А. Надежко // Труды СоюздорНИИ. - Балашиха, 1968. – вып. 25. – С. 181-203.

10. Гурячков И.Л. Укрепление грунтов цементом с добавками минерального порошка // Труды СоюздорНИИ: (новое в разработке комплексных методов укрепления грунтов при строительстве автомобильных дорог) : статьи / И.Л. Гурячков, М.Н. Соколова. – М. 1984. – С. 128-130.

11. Плотникова И.А. Исследование процессов формирования структуры и свойств грунтов, укрепленных битумной эмульсией и цементом / И.А. Плотникова, А.А. Фридман // Труды СоюздорНИИ. - Балашиха, 1968. - вып. 25. – С. 81-102.

12. Гаркавенко И.П. Исследование свойств гидрофобизированного цементогрунта / И.П. Гаркавенко, Н.Ф. Сасько // Материалы VII Всесоюзного совещания по закреплению и уплотнению грунтов "Закрепление грунтов в основаниях гидротехнических сооружений, зданий при строительстве дорог и аэродромов, при проходке стволов шахт, туннелей, строительстве оросительных систем и в основаниях сооружений различного назначения". – Ленинградское отделение: Энергия, 1971. – С. 128-131.

13. Тюменцева О.В. Способы повышения морозоустойчивости и деформативной способности цементогрунтов // Материалы VII Всесоюзного совещания по закреплению и уплотнению грунтов : сообщения / О.В. Тюменцева, Н.С. Дежина. – Ленинград: Энергия, 1971. – С. 152-154.

14. Агапова Р.А. Исследование прочностных и деформационных свойств цементогрунтов при различных добавках цемента / Р.А. Агапова, Т.Ю. Любимова // Труды СоюздорНИИ. – М., 1965. – вып. 5. – С. 144-156.

15. Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-46-96. – Держкоммістобудування України К.: Держкоммістобудування України, 1996 – 15 с.

16. Вода для бетонов и растворов. Технические условия: ГОСТ 23732-79. – М.: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1979 – 12 с.

17. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Грунти. Класифікація. – Київ: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 47 с.

18. ДСТУ Б В.2.1-12:2009 Метод лабораторного визначення максимальної щільності. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. – 26 с.

19. Споруди транспорту. Автомобільні дороги (Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво): ДБН В.2.3-4:2015 – Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2007.



**ВЗАЄМОДІЯ ПРУЖНОГО ІМПУЛЬСУ З ЕЛІПТИЧНИМ  
ОТВОРОМ У ПРУЖНІЙ ПЛАСТИНЦІ**

**INTERACTION OF ELASTIC IMPULSE WITH ELLIPTIC  
HOLE IN ELASTIC PLATE**

**Мікуліч О.А., к.т.н., доц., Шваб'юк В.І., д.т.н., проф. (Луцький національний технічний університет)**

**Mikulich O.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Shvabjuk V.I., Doctor of Engineering, Professor. (Lutsk National Technical University)**

У роботі на основі модифікованого методу граничних інтегральних рівнянь досліджено динамічний напружений стан пружної пластинки, послабленої еліптичним отвором. У області Фур'є-зображень побудовані інтегральні рівняння задачі, ядра яких містять особливості типу Коші. У роботі отримані аналітичні залежності для розрахунку динамічних напружень. Проведено числовий розрахунок кільцевих напружень на границі еліптичного отвору у пластинці.

In the paper the dynamic stress state of an elastic plate with elliptic holes is studied. For the solving of the problem the boundary integral equation method is modified. Using the Fourier transform for time variable for the solving the non-stationary problem allows reducing this problem to the solving of the system of time-harmonic problems. Applying the weighted residual approach and the collocation method the potential transforms for displacements for a given load and boundary is constructed. In the paper, based on the proposed method, fundamental functions of influence for displacements are obtained. Fourier transforms of the integral equations of the problem with Cauchy type singularity are constructed. For the numerical solution of the obtained integral equations the effective algorithm is proposed. This algorithm bases on the use of the mechanical quadratures method. For calculating the dynamic hoop stresses, analytical dependencies are constructed. For determination of the dynamic stresses originals, the discrete Fourier transform is used. In

the work, the numerical calculations, on the basis of the Kuley-Tukey algorithm are implemented. On the basis of the developed method, the distribution of dynamic stresses on the boundary of the elliptic hole under the action of elastic impulse is investigated.

Ключові слова: плоска динамічна задача, еліптичний отвір, пружний імпульс

Keywords: dynamic plane problem, elliptic hole, elastic impulse

**Вступ.** Нестационарні задачі динаміки твердих деформівних тіл з дефектами у вигляді отворів та порожнин є одним з найбільш складних у механіці. Це пояснюється необхідністю застосування часових перетворень з поряд методами механіки деформівного тіла для їх розв'язання. Розрахунок на міцність тіл, що послаблені отворами чи порожнинами довільної форми необхідно проводити з урахуванням повної просторово-часової картини напруженого стану, що виникає за нестационарного навантаження.

**Аналіз останніх досліджень.** У роботах Chen Y.M., Shahani A.R., Zhang J. Y. та ін. за використання прямих числових методів скінчених різниць і скінчених елементів проведено дослідження динамічного напруженого стану у обмежених тілах з отворами та тріщинами.

До основних переваг застосування таких методів можна віднести можливість розрахунку тіл з довільною межею і дефектами довільної форми. Проте, недоліком прямих числових методів є необхідність дискретизації рівнянь руху в усій області тіла. Оскільки при динамічному навантаженні напружений стан описується швидкозмінними функціями, то за числових розрахунків цей факт вимагає згущення сітки дискретизації для забезпечення необхідної точності.

У роботах Гузя О.М., Зозулі В.В., Кубенка В.Д. [1] побудовані аналітичних розв'язків деяких класів динамічних задач. Сумісне застосування часового перетворення Лапласа та методу рядів дало можливість отримати аналітичний розв'язок задачі про вплив осесиметричного тиску, спричиненого пружним імпульсом, на динамічний напружений стан нескінченної пружної пластинки з круговим отвором.

У роботах Онишко Л.І. та ін. [2] шляхом сумісного застосування методу кінцевих різниць за часом та рядів Фур'є

відносно кутової змінної отримано розв'язок задачі про дослідження впливу довільного несиметрично-розподіленого навантаження вздовж границі кругового отвору на динамічний напружений стан пластинок.

Слід відмітити, що використання аналітичних методів дає можливість отримати розв'язки задач лише для випадку областей, що послаблених отворами кругової форми.

Тому актуальним є питання розробки аналітико-числових методів дослідження динамічного напруженого стану багатозв'язних пластинок з отворами довільної форми.

**Постановка мети і задач досліджень.** Метою роботи є побудова аналітико-числового методу дослідження динамічного напруженого стану тіл дії нестационарного навантаження на основі сумісного застосування перетворення Фур'є за часом та методу граничних інтегральних рівнянь.

Розглянемо однорідну ізотропну пластинку з модулем Юнга  $E$  та коефіцієнтом Пуассона  $\nu$ , послаблену еліптичним отвором. Позначимо через  $L$  граничний контур отвору. Декартову систему координат  $x_1 O x_2$  розмістимо у центрі ваги пластинки (рис. 1).

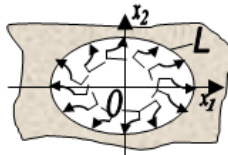


Рис. 1. Модель пружної пластинки

Дослідимо розподіл динамічних кільцевих напружень на границі отвору за осесиметричного тиску, спричиненого дією пружного імпульсу.

Граничні умови задачі записуються у вигляді [1]:

$$\sigma_n|_L = -\sigma_0\phi(t), \tau_{sn}|_L = 0, \quad (1)$$

де  $\phi(t)$ — функція зміни інтенсивності динамічного навантаження з часом  $t$ ,  $\sigma_0$  — стала, що залежить від інтенсивності навантаження. За числових розрахунків зміну інтенсивності імпульсу з часом представимо у вигляді [3]:

$$\phi(t) = \begin{cases} 0, & t < 0; \\ p_1 t^{n_1} e^{-\alpha_1 t} H(t), & 0 \leq t \leq 1/\alpha; \\ H(t), & 1/\alpha \leq t \leq \alpha; \\ p_2 t^{n_2} e^{-\alpha_2 t} H(t), & t > \alpha, \end{cases} \quad (2)$$

де  $p_1, p_2, \alpha_1, \alpha_2, n_1, n_2$  — сталі.

**Методика досліджень.** Застосовуючи перетворення Фур'є [4] до рівнянь руху класичної теорії пружності [5] отримаємо рівняння:

$$\frac{\partial \hat{\sigma}_{mj}}{\partial x_m} + \hat{b}_j + \omega^2 \rho \hat{u}_j = 0, \quad (3)$$

де  $\hat{\sigma}_{mj}, \hat{b}_j, \hat{u}_j$  — Фур'є-зображення напружень, об'ємних сил та переміщень. Рівняння (3) еквівалентні до рівнянь усталених коливань з циклічною частотою  $\omega$  [6].

Застосовуючи до рівнянь (3) основні принципи зваженого залишкового підходу [7] та методу колокації [7], для випадку заданих на границі напружень потенціальне зображення для переміщень записується у вигляді:

$$\hat{u}_k = \int_L p_j \cdot U_{kj}^* dL, \quad (4)$$

де  $\hat{u}_k$  — зображення переміщення у  $k$ -му напрямку,  $U_{kj}^*$  — фундаментальні функції, що відповідають переміщенню у  $k$ -му напрямку, які зумовлені дією одиничних сил у  $j$ -му напрямку,  $p_j$  — невідомі потенціальні функції,  $k, j = 1, 2$  для випадку плоскої деформації.

Використовуючи основні принципи методу граничних елементів [7], функції  $U_{ij}^*$ , що побудовані з урахуванням умов Зоммерфельда [5], записуються у вигляді [8]:

$$U_{ij}^* = \frac{1}{2\pi\mu} \left( K_0(\kappa_2 r) \delta_{ij} + \frac{\partial_i \partial_j}{\kappa_2^2} (K_0(\kappa_1 r) - K_0(\kappa_2 r)) \right), \quad (5)$$

де  $\kappa_1 = i\omega/c_l, \kappa_2 = i\omega/c_t$  — хвильові числа,  $c_l, c_t$  — швидкості хвиль розширення та зсуву:  $c_l = \sqrt{(\lambda + 2\mu)/\rho}, c_t = \sqrt{\mu/\rho}, \lambda, \mu$

— сталі Ляме,  $K_0(r)$  — модифікована функція Бесселя третього роду (функція Макдональда),  $r = \sqrt{(x_1 - x_1^0)^2 + (x_2 - x_2^0)^2}$  — відстань.

Підставляючи потенціальне зображення (4) з урахуванням представлень (5) у формули для визначення напружень [4], отримаємо інтегральні залежності:

$$\tilde{\sigma}_n = \int_L f_j(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) p_j ds; \quad \tilde{\tau}_{sn} = \int_L g_j(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) p_j ds, \quad (6)$$

де  $f_j, g_j, j = 1, 2$  — відомі функції [8].

Для задоволення у області Фур'є-зображень граничних умов (1) виділимо нерегулярні складові у підінтегральних функціях та застосуємо формули Племеля-Сохоцького [5] при граничному переході. Отримаємо систему інтегральних рівнянь виду:

$$\begin{aligned} \frac{\operatorname{Re} q}{2} + \mathbf{v.p.} \int_L \left( f_1(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) q d\zeta + f_2(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) \bar{q} d\bar{\zeta} \right) &= -\sigma_0 \hat{\phi}(\omega); \\ \frac{\operatorname{Im} q}{2} + \mathbf{v.p.} \int_L \left( g_1(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) q d\zeta + g_2(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) \bar{q} d\bar{\zeta} \right) &= 0; \end{aligned} \quad (7)$$

де  $p ds = -i q dt$ ,  $p = p_1 + ip_2$  — невідома функція,  $\hat{\phi}(\omega)$  — Фур'є-зображення функції зміни інтенсивності навантаження (2). Тут інтеграли розуміються у сенсі їх головного значення.

Система інтегральних рівнянь (7) розв'язувалася числово на основі підходу [9], що ґрунтується на методі механічних квадратур. При цьому, для інтегралів, що містять особливості типу Коші, використано уточнені квадратурні формули [10]. Використовуючи алгоритм, запропонований у [9], система інтегральних рівнянь (7) зводиться до систему лінійних алгебраїчних рівнянь для визначення невідомих на границі функцій.

Для визначення зображень кільцевих напружень на границі отвору, підставимо потенціальне зображення для переміщень (4) у формули [5]. Отримаємо інтегральні залежності у аналітичному вигляді виду:

$$\hat{\sigma}_\theta = \frac{g}{4} \operatorname{Re} q + \mathbf{v.p.} \int_L \left( h_1(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) q d\zeta + h_2(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) \bar{q} d\bar{\zeta} \right); \quad (8)$$

де  $h_j(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0)$  — відомі функції [8],  $\mathcal{Q} = \nu/4$  для випадку плоского напруженого стану.

Розрахунок оригіналів отриманих на основі формули (8) кільцевих напружень здійснювався за використання дискретного оберненого перетворення Фур'є [4], причому за числових розрахунків було використано алгоритм Кулі-Тьюкі [11] при  $K = 2^k$ , де  $k$  — ціле додатне число.

**Результати дослідження.** Однією з переваг запропонованого модифікованого у роботі методу є використання загальних підходів до дослідження динамічного напруженого стану тіл з отворами (плоский напружений стан) чи порожнинами (плоска деформація) практично довільної форми. Для випадку отворів кругового перерізу розподіл динамічних напружень вздовж границі є сталим. Проте для отворів еліптичної, прямокутної та іншої форми розподіл кільцевих напружень змінюється вздовж границі, тому використання аналітичних методів до розв'язання такого класу задач вимагає побудови нових уточнених розв'язків.

Дослідимо розподіл динамічних кільцевих напружень на границі еліптичного отвору пружної пластинки за дії осесиметричного навантаження, заданого у вигляді (2) при наступних значеннях сталих:  $p_1 = 272$ ;  $p_2 = 0,272$ ;  $\alpha_1 = 10$ ;  $\alpha_2 = 0,1$ ;  $n_1 = n_2 = 2$ .

Числові розрахунки проводилися для 120 вузлових точок на границі та 1024 елементів дискретної вибірки у оберненому перетворенні Фур'є. Значення відносних кільцевих напружень на границі еліптичного отвору з відношенням півосей 2 (суцільні криві) та відношенням півосей 5 (штрихові лінії) наведені на рис. 2. Величини відносних кільцевих напружень визначені у п'яти точках границі:  $\theta = 0$  (крива 1),  $\theta = 30^\circ$  (крива 2),  $\theta = 30^\circ$  (крива 3),  $\theta = 60^\circ$  (крива 4),  $\theta = 90^\circ$  (крива 5).

При розрахунках приймалися наступні значення пружних характеристик матеріалу пластинки: модуль Юнга  $E = 2 \cdot 10^5$  МПа, густина  $\rho = 7,8 \cdot 10^3$  кг/м<sup>3</sup>, коефіцієнт Пуассона  $\nu = 0,27$ .

При розрахунках приймалося  $\sigma_0 = 1$  ГПа,  $\hat{t} = t \cdot c_1 / a$  — безрозмірний часовий параметр,  $a$  — деякий характерний розмір.

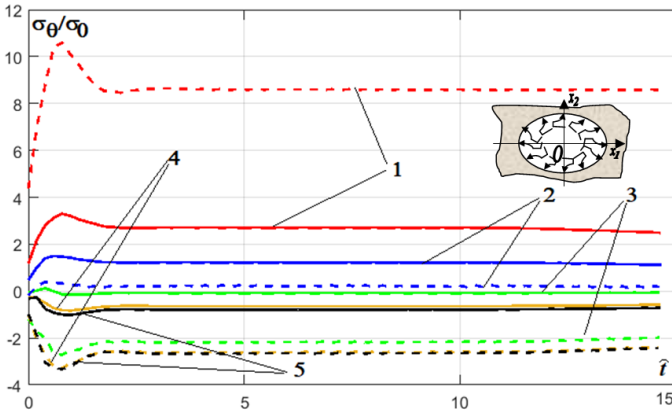


Рис. 2. Розподіл динамічних напружень у пластинці з еліптичним отвором

З рис. 2 видно, що для отворів еліптичної форми відбувається істотне зростання динамічних кільцевих напружень у точках великої півосі: максимальні значення напружень для еліптичного отвору з відношенням півосей 2 становлять  $3,3 \sigma_0$ , а для випадку відношення півосей 5 —  $10,6 \sigma_0$ . Також для отворів еліптичної форми характерна наявність стискувальних напружень у околі точок малої півосі, що не є характерним для кругових отворів.

Повну картину зміни динамічних напружень з часом вздовж границі отвору можна дослідити, побудувавши часові зрізи полів напружень у певні моменти часу. Результати цих розрахунків наведені на рис. 3 для еліптичного отвору з відношенням півосей 2 при  $\hat{t} = 0,2$  (крива 1),  $\hat{t} = 0,4$  (крива 2),  $\hat{t} = 0,8$  (крива 3).

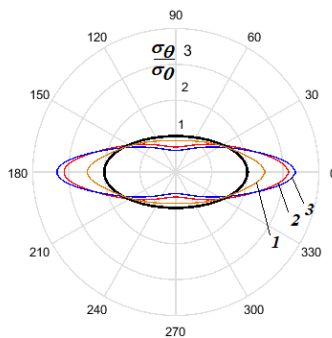


Рис. 3. Часові зрізи динамічних напружень на границі еліптичного отвору з відношення півосей 2

З рис. 3 видно, що за дії динамічного навантаження у вигляді осесиметричного тиску, який виникає від пружного ударного імпульсу, прикладеного до границі еліптичного отвору, знак відносних кільцевих напружень у точках малої півосі протилежний до знаку напружень у точках великої півосі. Тобто, кільцеві напруження вздовж границі еліптичного отвору мають знакозмінний характер.

**Висновки.** Використання розробленого методу на основі застосування перетворення Фур'є та модифікації методу граничних інтегральних рівнянь дає можливість виявити певні особливості розподілів динамічних напружень на границі отворів некругової форми. Перевагою запропонованого методу є можливість дослідження зміни динамічних напружень з часом не тільки у певних точках, а і побудова часових зрізів полів напружень вздовж границі отвору.

**1.** Kubenko V.D. Nonstationary contact of a rigid body with an elastic medium: Plane problem (Review). // *Int. Appl. Mech.* — 2012. — Vol. 48, No. 5. — pp.-121-129. **2.** Onyshko L.I., Senyuk M.M., Onyshko O.E. Dynamic stress concentration factors in a plane with circular hole under the action of impact nonaxisymmetric loads // *Materials Science.* — 2015. — Vol. 50, No. 5. — PP. — 745-761. **3.** Шваб'юк В.І., Мікуліч О.А., Шваб'юк В.В. Напружений стан пінистих середовищ із тунельними порожнинами при нестационарному динамічному навантаженні // *Проблеми прочності.* — 2017. — 6. — С. 99-110. **4.** Salih M.S. Fourier Transform - Signal Processing and Physical Sciences / M.S. Salih. — London: InTech, 2015. — 222 pp. **5.** Божидарнік В.В. Елементи теорії пружності / В.В. Божидарнік, Г.Т. Сулим. — Л.: Світ, 1994. — 560с. **6.** Савин Н.Г. Распределение напряжений около отверстий. — К.: Наукова думка, 1968. — 888 с. **7.** Banerjee P.K. Boundary element method in engineering science, McGraw Hill, New York, London, 1994. — PP. 65 – 82. **8.** Mikulich O.A., Shab'yuk V.I. Interaction of weak shock waves with rectangular meshes in plate // *Odes'kyi Poliethnichnyi Universytet. PRASTI.* — 2016. — Vol. 2(49). — pp. 104-110. **9.** V. Shvabyuk, H. Sulym, O. Mikulich Stress state of plate with incisions under the action of oscillating concentrated forces. // *Acta Mechanica et Automatica.* — 2015.— Vol. 9, No. 3. — pp. 140-144. **10.** Саврук М. П. Двумерные задачи упругости для тел с трещинами. — К.: Наук. думка, 1981. — 324 с. **11.** Т.В. Сидорова, Т. В. Зыкова, К. В. Сафонов. О модификации быстрого одномерного преобразования Фурье по алгоритму Кули–Тьюки. // *Вестник СибГАУ.* — 2015. — Т. 16, № 2. — С. 360–363.



УДК 624.011

**ПЕРША ТА ДРУГА КВАДРАТИЧНІ ФОРМИ  
ГІПЕРБОЛОЇДА ОБЕРТАННЯ**

**FIRST AND SECOND QUADRATIC FORM OF A  
HYPERBOLOID OF REVOLUTION**

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

**Pasichnyk R.V., candidate of technical sciences, associate professor.  
(Lutsk National Technical University, Lutsk)**

Гіперболічні оболонки широко використовуються у будівництві через особливості геометричної форми. Гіперболічні градирні є ефективними в теплоенергетиці. Вид будь-якої поверхні визначається двома квадратичними формами, кожна з яких містить три коефіцієнти.

При деформації таких оболонок змінюється внутрішня геометрія їх середньої поверхні. Ця зміна є набагато більш енергомісткою порівняно із зміною зовнішньої геометрії. При згині змінюються коефіцієнти другої квадратичної форми.

Тому розрахунок оболонок завжди починають з визначення першої та другої квадратичних форм.

Hyperbolic shells are widely used in construction because of peculiarities of their geometric shape. Hyperbolic cooling towers are effective in heat power engineering. The type of any surface is determined by two quadratic forms, each of which contains three coefficients.

The internal geometry of the median surface of such shells is changed under their deformation.

This change is much more energy intensive in comparison with the change of external geometry. When bending, the coefficients of the second quadratic form change.

In geometry, a hyperboloid of revolution, sometimes called circular hyperboloid, is a surface that may be generated by rotating a hyperbola around one of its principal axes. A hyperboloid is a surface that may be

obtained from a hyperboloid of revolution by deforming it by means of directional scalings, or more generally, of an affine transformation.

A hyperboloid is a quadric surface, that is a surface that may be defined as the zero set of a polynomial of degree two in three variables. Among quadric surfaces, a hyperboloid is characterized by not being a cone or a cylinder, having a center of symmetry, and intersecting many planes into hyperbolas. A hyperboloid has also three pairwise perpendicular axes of symmetry, and three pairwise perpendicular planes of symmetry.

The general name for the quadratic differential forms of the surface given in coordinates on the surface and satisfying the usual transformation laws under transformations of these coordinates. The fundamental forms of a surface characterize the basic intrinsic properties of the surface and the way it is located in space in a neighbourhood of a given point; one usually singles out the so-called first, second and third fundamental forms.

In differential geometry, the first fundamental form is the inner product on the tangent space of a surface in three-dimensional Euclidean space. It permits the calculation of curvature and metric properties of a surface such as length and area in a manner consistent with the ambient space. The first fundamental form is denoted by the Roman numeral I.

The second fundamental form (or shape tensor) is a quadratic form on the tangent plane of a smooth surface in the three-dimensional Euclidean space. Together with the first fundamental form, it serves to define extrinsic invariants of the surface, its principal curvatures. More generally, such a quadratic form is defined for a smooth hypersurface in a Riemannian manifold and a smooth choice of the unit normal vector at each point.

That is why the calculation of shells always begins with determination of the first and second quadratic forms

Ключові слова: гіперболоїд обертання, перша квадратична форма, друга квадратична форма, градижня

Key words: hyperboloid of revolution, first quadratic form, second quadratic form, cooling towers

**Постановка проблеми.** Серед оболонок з від'ємною гаусовою кривиною найширше застосування у будівництві знайшли

гіперболічні оболонки, оскільки конструкції гіперболічної форми наділені високою техніко-економічною ефективністю.

Сьогодні гіперболічні градирні мають велике значення в теплоенергетиці. Завдяки своїм специфічним особливостям конструктивної форми, вони виконують функції потужного технічного засобу, що забезпечує високопродуктивне охолодження води.

В Україні тільки на одній Рівненській атомній електростанції збудовано 6 градирень висотою до 150 м.

У світі на сьогодні найвища градирня висотою 200 м. збудована на ТЕС поблизу Кельна в Німеччині у 2003 р. (рис. 1) [2].



Рис. 1. Градирня ТЕС в Німеччині недалеко від Кельна.  
Найвища у світі – 200 м, 2003 р.

Відомо, що вид будь-якої поверхні визначається двома квадратичними формами, кожна з яких містить три коефіцієнти;

усього виходить шість коефіцієнтів, що є функціями координат  $\alpha_1$  і  $\alpha_2$ .

Таким чином, для описання деформованої серединної поверхні необхідно мати шість параметрів, представлених як функції координат  $\alpha_1$  і  $\alpha_2$ .

У такому випадку використовується теорія так званого серединного згину. При такому згині квадратами поворотів елемента від згину можна знехтувати порівняно з одиницею. Малі також і повороти елемента у площині, дотичній до поверхні оболонки.

У разі деформації таких оболонок зміна внутрішньої геометрії їх серединної поверхні виявляється набагато більш енергомісткою порівняно із зміною зовнішньої геометрії, у зв'язку зі змінами коефіцієнтів другої квадратичної форми, що виникають при згині. Це виражається у значній зміні орієнтації векторів локального базису при незначній зміні їх довжин [1].

Тому розрахунок оболонок завжди починають з визначення першої та другої квадратичних форм.

**Основна частина.** Перша квадратична форма або метричний тензор поверхні - квадратична форма від диференціалів координат на поверхні, яка визначає внутрішню геометрію поверхні в околі даної точки. Наявності першої квадратичної форми достатньо для обчислення довжин дуг, кутів між кривими, площі областей на поверхні.

Гіперболоїд обертання (рис. 2) описується рівняннями:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{z^2}{c^2} = 1, \quad (1)$$

і має два сімейства твірних, розміщених у двох напрямках:

$$\text{I} \begin{cases} \frac{x}{a} + \frac{z}{c} = U \left( 1 + \frac{y}{b} \right), \\ U \left( \frac{x}{a} - \frac{z}{c} \right) = 1 - \frac{y}{b}. \end{cases} \quad \text{II} \begin{cases} \frac{x}{a} + \frac{z}{c} = V \left( 1 - \frac{y}{b} \right), \\ V \left( \frac{x}{a} - \frac{z}{c} \right) = 1 + \frac{y}{b}. \end{cases} \quad (2)$$

де  $U, V$  – змінні параметри,  
 $a, b, c$  – довжини півосей гіперболи.

Криволінійні поверхні (1) другого порядку з прямолінійними твірними (2).

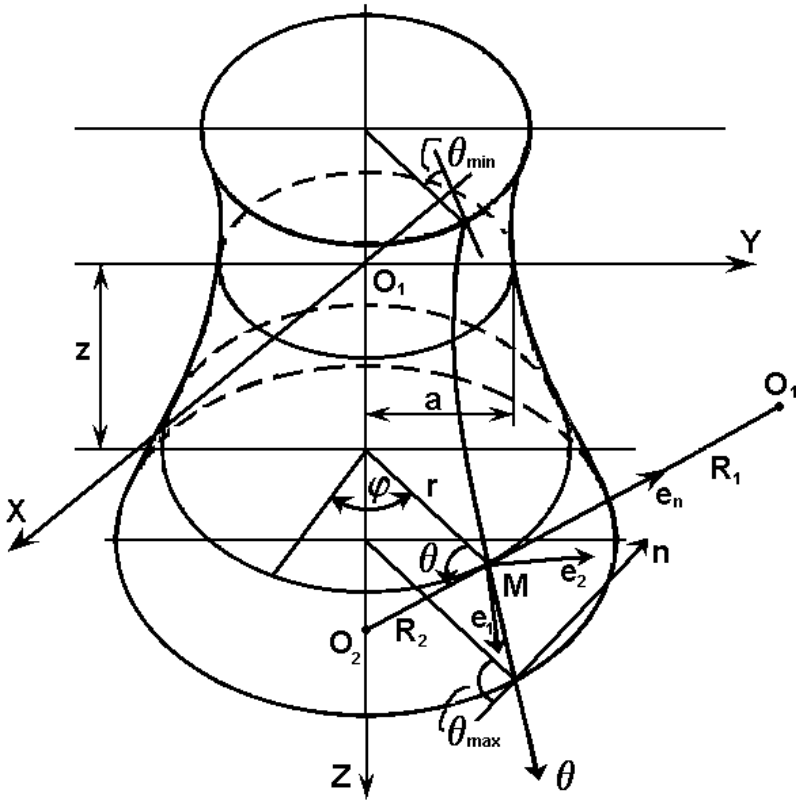


Рис. 2. Прийняті позначення геометричних параметрів для гіперboloїда обертання

Два головних ортогональних напрямки в точці М поверхні, яким відповідають лінії головних кривизн на поверхні будуть меридіани і паралельні кола – широти (рис. 2). В якості криволінійних координат на поверхні прийmemo:

$$\alpha_1 = \theta, \quad \alpha_2 = \phi. \quad (3)$$

Коефіцієнти першої квадратичної форми визначають розміри елементу на поверхні:

$$I = E(d\alpha)^2 + 2Fd\alpha_1d\alpha_2 + G(d\alpha_2)^2, \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \text{де} \quad E &= \left( \frac{\partial x}{\partial \alpha_1} \right)^2 + \left( \frac{\partial y}{\partial \alpha_1} \right)^2 \left( \frac{\partial z}{\partial \alpha_1} \right)^2; \\ F &= \frac{\partial x}{\partial \alpha_1} \frac{\partial x}{\partial \alpha_2} + \frac{\partial y}{\partial \alpha_1} \frac{\partial y}{\partial \alpha_2} + \frac{\partial z}{\partial \alpha_1} \frac{\partial z}{\partial \alpha_2}; \\ G &= \left( \frac{\partial x}{\partial \alpha_2} \right)^2 + \left( \frac{\partial y}{\partial \alpha_2} \right)^2 \left( \frac{\partial z}{\partial \alpha_2} \right)^2; \end{aligned} \quad (5)$$

При ортогональній системі координат  $F=0$ , а коефіцієнти Ляме визначаються за формулами:

$$A_1 = \sqrt{E}, \quad A_2 = \sqrt{G}. \quad (6)$$

Друга квадратична форма в диференціальній геометрії це квадратична форма на дотичній площині гладкої поверхні в тривимірному евклідовому просторі. Разом з першою фундаментальною формою, вона використовується для визначення зовнішніх інваріантів поверхні та її головних кривин. Поняття другої квадратичної форми узагальнюється на гладкі гіперповерхні в рімановому многовиді [3].

Координати другої квадратичної форми :

$$II = L(d\alpha_1)^2 + 2Md\alpha_1 d\alpha_2 + N(d\alpha_2)^2 \quad (7)$$

Визначають кривини поверхні за формулами:

$$K_1 = \frac{L}{E}; \quad K_2 = \frac{N}{G}. \quad (8)$$

В розглянутій оболонці рівняння меридіана

$$y = \frac{a}{c} \sqrt{z^2 + c^2} \quad \text{або} \quad z = \alpha \sqrt{r^2 - a^2}, \quad \text{де} \quad \alpha = a/c, \quad \text{або}$$

$$r = \frac{1}{\alpha} \sqrt{z^2 + c^2}.$$

З рис. 3 визначаємо:

$$\frac{dr}{dz} = \operatorname{tg} \theta = \frac{a}{rc} \sqrt{r^2 - a^2}, \quad (9)$$

$$r = \frac{a}{\sqrt{1 - \alpha^2 \operatorname{tg}^2 \theta}};$$

тоді: 
$$\frac{dr}{d\theta} = \frac{a\alpha^2 \operatorname{tg} \theta}{\cos^2 \theta \sqrt{(1 - \alpha^2 \operatorname{tg}^2 \theta)^3}}. \quad (10)$$

$$\cos^2 \theta = \frac{1}{1 + \operatorname{tg}^2 \theta}; \quad \sin^2 \theta = \frac{1}{1 + \operatorname{ctg}^2 \theta}.$$

Визначимо також похідну:

$$\frac{dz}{d\theta} = \frac{dz}{dr} \frac{dr}{d\theta} = \alpha r \frac{dr}{d\theta} (r^2 - a^2)^{-\frac{1}{2}}. \quad (11)$$

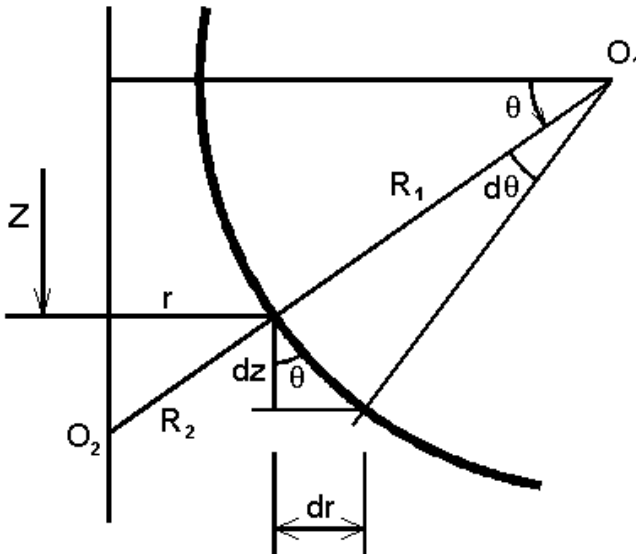


Рис. 3. Меридіан оболонки обертання

Для прийнятої системи координат (рис. 1) маємо:

$$x = r \cos \phi; \quad y = r \sin \phi; \quad z = \alpha \sqrt{r^2 - a^2}, \quad (12)$$

тоді:

$$A_1 = R_1 = \sqrt{E} = \frac{\alpha}{c^2} \sqrt{\left[ (1 + \alpha^2) r^2 - a^2 \right]^3}, \quad (13)$$

$$A_2 = r = R_2 \cos \theta.$$

Кривини поверхні:

$$K_1 = -\frac{\alpha a^2}{\left[ r^2 (1 + \alpha^2) - a^2 \right]^{3/2}}; \quad (14)$$

$$K_2 = \frac{1}{R_2} = \frac{\cos \theta}{r}.$$

Між коефіцієнтами першої й другої квадратичних форм існує зв'язок, який виражається рівняннями Гауса – Кодаці. В нашому випадку:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial \theta} \left( \frac{r}{R_2} \right) &= -\frac{1}{R_1} \frac{\partial r}{\partial \theta}; \\ \frac{\partial}{\partial \theta} \left( \frac{R_2 \cos \theta}{R_2} \right) &= -\frac{1}{R_1} \frac{\partial r}{\partial \theta}; \\ R_1 \sin \theta &= \frac{\partial r}{\partial \theta}. \end{aligned} \quad (15)$$

**Висновки.** Записано рівняння для першої та другої квадратичних форм гіперболоїда обертання. Наявність першої квадратичної форми дасть змогу проводити обчислення довжин дуг, кутів між кривими, площі областей на поверхні.

Друга квадратична форма допоможе визначити зовнішні інваріанти поверхні та її головні кривини.

1. Пасічник Р.В. Розрахунок однопорожнинного гіперболоїда за моментною теорією методом сіток / Пасічник Р.В. // Міжвузівський збірник "НАУКОВІ НОТАТКИ". Луцьк, 2012. Випуск №38. С.156-164

2. Пасічник Р.В. Розрахунок градирні на стійкість / Пасічник Р.В. // Міжвузівський збірник "НАУКОВІ НОТАТКИ". Луцьк 2006. С. 115-120

3. Гуляев В.И., Баженов В.А., Гоцуляк Е.А., Гайдачук В.В. Расчет оболочек сложной формы. – К.: Будівельник, 1990. – С. 192.



## **ВПЛИВ ГІДРОФОБІЗАЦІЇ НА СТИНОВІ ГАЗОБЕТОННІ БЛОКИ YTONG**

### **HYDROFOBIZATION EFFECT ON YTONG AERATED CONCRETE BLOCKS**

**Пахوليук О.А., к.т.н., доц. Юшак Б.В., студент гр. БДН-41, (Луцький національний технічний університет)**

**Pakholiuk O.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Yushak B.V., student of group BDN-41 (Lutsk National Technical University)**

Експериментально доведено можливість застосування гідрофобізації (обробки за два рази ґрунтовкою «Ферозіт ґрунт 1» та фарбою «Ceresit СТ 54») для підвищення морозостійкості газобетонних блоків «Ytong PP2/0,40» виробництва фірми «Xella Polska SP.z o.o.».

The fastened thermal insulation of the facades is one of the most widespread insulation technologies to date. It allows to isolate the construction qualitatively, but reduces the possibility of creating a bright individuality it. Therefore, the issue of decorating the facades remains relevant and not completely resolved. The use of single-layer structures with external fastening of decorative elements opens wide possibilities of decorating, but puts forward certain requirements to the physical and mechanical characteristics of materials.

The use of modern autoclaved aerated concrete blocks is, in our opinion, the most appropriate.

The Ytong PP2 / 0,40 blocks manufactured by the company "Xella Polska SP.z o.o." have the correct geometry, lack of deflection, required strength, specific gravity and thermal conductivity. However, they have a F 15 mark on the frost resistance, which prevents the use of these blocks for external work.

Therefore, the main task of the study was to determine the possibility of applying the above blocks for external work after processing them with hydrophobic compositions.

According to the results of the research, the following conclusions can be drawn:

1. Untreated samples of aerated concrete are confirmed by the data of certificate of conformity. However, exceeding the weight loss of the specimen of the maximum permissible value of 15% after the 25th cycle does not allow them to label the brand for the frost resistance of F25. That is, the use of such units in external structures in accordance with DSTU B V.2.7-137: 2008 is not allowed.

2. Samples of aerated concrete that have been two-time treated with "Ferosite Soil 1" and Ceresit CT 54 are also confirmed by the data of certificate of conformity. In addition, without exceeding the weight loss and reducing the strength of the sample, the maximum permissible values of 5% and 15%, respectively, after the 25th cycle, allows them to give them the brand for the frost resistance of F25. That is, the use of such units in external structures in accordance with DSTU B V.2.7-137: 2008 is allowed.

Ключові слова: газобетонні блоки, морозостійкість, марка за морозостійкістю, міцність на стиск

Keywords: aerated concrete blocks, frost resistance, grade for frost resistance, compressive strength

Постійне здорожчання енергоносіїв змушує власників будівель утеплювати зовнішні огорожувальні конструкції, використовуючи для цього не тільки утеплювач, а й ефективні конструкційні та конструкційно-теплоізоляційні матеріали. Технологія утеплення передбачає максимальне усунення впливу теплопровідних включень на рівень теплозахисту. Однією з найпоширеніших технологій утеплення на сьогоднішній день є скріплена теплоізоляція фасадів. Вона дозволяє якісно ізолювати конструкцію, однак зменшує можливість створення яскравої індивідуальності будівлі. Тому питання декорування фасадів залишається актуальним і до кінця не вирішеним. Застосування одношарових конструкцій із зовнішнім кріпленням декоративних елементів та фігурних стінових конструкцій відкриває широкі можливості оздоблення, але висуває певні вимоги до фізико-механічних характеристик матеріалів. Частина їх не визначалась або відсутня у загальнодоступній інформації, оскільки застосування цих матеріалів в такому ракурсі не розглядалось.

При виборі матеріалу оздоблення ми завжди стикаємося з різноманіттям декоративних елементів фасаду: карнизи, ротонди, колони, балюстради та багато іншого. Якщо говорити про матеріали, з яких виготовляються елементи, зручніше розділити їх на дві групи.

Представником першої є пінополіуретан. З нього виготовляють такі декоративні елементи фасаду, як колони, капітелі, русти, карнизи, наличники і багато інших. Разом з легкістю пінополіуретан поєднує в собі достатню міцність, що дозволяє максимально продовжити термін життя облицювання.

Друга група – це мінеральні матеріали: клінкерна цегла, гіпсова та газобетонна фасадна продукція. До недавнього часу основним недоліком цих матеріалів була дуже велика вага, а у штучного каменю - ще й недовговічність [1].

Найдоцільнішим, на нашу думку є використання сучасних блоків стінових дрібних з ніздрюватого конструкційно-теплоізоляційного бетону автоклавного тверднення. Основними його перевагами є низька теплопровідність, висока паропроникність, порівняно низька густина ( $\leq 600$  кг/м<sup>3</sup>), міцність, достатня для зведення 3-4 поверхових котеджів, простота обробки, екологічна безпека матеріалу та його широке поширення.

Однак, і він має деякі нюанси, якими не можна нехтувати у проектуванні житлових і не житлових будівель. Зокрема, згідно п. 4.6 ДСТУ Б В.2.7-137:2008 – «Блоки з ніздрюватого бетону стінові дрібні», марка бетону блоків за морозостійкістю повинна бути не менше F 25 для зовнішніх стін та F 15 для внутрішніх стін та перегородок.

Провівши попереднє опитування дистриб'юторів та виробників, які безпосередньо працюють з продукцією різноманітних виробників, ми отримали практично одностайну відповідь. Правильною геометрією, відсутністю викришування, необхідною міцністю, питомою вагою та теплопровідністю володіють блоки «Ytong PP2/0,40» виробництва фірми «Xella Polska SP.z o.o.».

Однак, для його застосування є одна перешкода. Згідно із сертифікатом відповідності UA1.090.0008023-17 блоки стінові дрібні «Ytong» з ніздрюватого конструкційно-теплоізоляційного бетону автоклавного тверднення (PP2/0,40) за морозостійкістю

мають марку F 15, що не дозволяє застосовувати дані блоки для зовнішніх робіт (ДСТУ Б В.2.7-137:2008).

Тому основним завданням дослідження було визначення можливості застосування вищевказаних блоків для зовнішніх робіт після обробки їх гідрофобними складами.

Сутність методу визначення морозостійкості бетону полягає у визначенні зниження міцності на стиск, втрати маси бетону у водонасичному стані при багаторазовій дії почергового заморожування і відтавання.

Морозостійкість бетону визначають маркою за морозостійкістю F. Як марку бетону за морозостійкістю F приймають визначену кількість циклів почергового заморожування та відтавання водонасичених зразків, при якій міцність бетону на стиск знижується не більше, ніж на 15 %, а втрата маси зразків не перевищує 5 %.

Перевірку марки бетону за морозостійкістю ми проводили згідно з додатком Б ДСТУ Б В.2.7-45:2010.

Для визначення марки на морозостійкість використовувалися зразки газобетону (рис. 1) як у необробленому стані, так і обробленні за два рази ґрунтовкою «Ферозіт ґрунт 1» та фарбою «Ceresit СТ 54». Блоки були виготовлені 05.04.2017 р., виробник «XellaPolskaSp. z o.o». Сертифікат відповідності: серія ВГ, UA1.090.0008023-17, D400 – марка за густиною, B2,0 – клас за міцністю на стиск, F15 – марка за морозостійкістю.



Рис. 1. Зразки газобетону в необробленому стані (на фото - знизу), та в обробленому стані (на фото - зверху)

Зразки газобетону були відібрані з контрольних блоків і було визначено середню густину газобетону згідно з ДСТУ Б В.2.7-170, ГОСТ 27005 та міцність на стиск згідно з ДСТУ Б В.2.7-214.

Випробування газобетону проводилося на зразках-кубах розміром 100x100x100 мм при досягненні газобетоном проектного значення міцності на стиск, що відповідає заданому класу бетону за міцністю на стиск В2 та проектній марці бетону за середньою густиною D400.

Кількість зразків для випробувань приймалося із урахуванням проектною марки бетону за морозостійкістю F. Мінімальна кількість зразків для виконання випробувань складає 18, з них: 12 - основних; 6 - контрольних.

Цикл заморожування і відтавання виконувався у безперервному режимі, не менше одного циклу за добу. Через кожні п'ять циклів проводився контрольний огляд зразків. При тимчасовому припиненні випробування зразки витримувалися у камері відтавання згідно з пунктом Б.3.3. ДСТУ Б В.2.7-45:2010.

Міцність на стиск основних і контрольних зразків визначають згідно з ДСТУ Б В.2.7-214 (рис. 2), масу - згідно з ДСТУ Б В.2.7-170 перший раз після проміжної кількості циклів, другий - після заданої кількості циклів згідно з таблицею Б.1 ДСТУ Б В.2.7-45:2010 (див. табл. 1).



Рис. 2. Зразки після 15-го циклу випробування на міцність

Таблиця 1

Кількість циклів заморожування зразків

Показник	Марка бетону за морозостійкістю				
	F15	F25	F35	F50	F75
Проміжна кількість циклів	10	15	25	35	50
Задана кількість циклів	15	25	35	50	75

Після заданої кількості циклів зразки були оглянуті (зафіксовані наявні дефекти) і дозволені занурюванням у воду з витриманням 24 год.

Було визначено масу та міцність основних і контрольних зразків, за результатами випробувань було визначено втрату маси газобетону, зниження міцності на стиск.

Нам необхідно не перевищити задані вище умови, тобто, міцність бетону на стиск не повинна знижуватись більше, ніж на 15 %, а втрата маси зразків не повинна перевищувати 5 %.

Втрата маси і зниження міцності для 10-го, 15-го, 20-го та 25-го циклу випробування необроблених зразків, що знаходились у природному стані становлять:

$$\Delta m_{10} = \frac{m_{к10} - m_{ч10}}{m_{к10}} \cdot 100\% = \frac{740 - 708,66}{740} \cdot 100\% = 4,24\% ;$$

$$\Delta m_{15} = \frac{m_{к15} - m_{ч15}}{m_{к15}} \cdot 100\% = \frac{704,66 - 688,66}{704,66} \cdot 100\% = 2,24\% ;$$

$$\Delta m_{20} = \frac{m_{к20} - m_{ч20}}{m_{к20}} \cdot 100\% = \frac{725,33 - 710}{725,33} \cdot 100\% = 2,11\% ;$$

$$\Delta m_{25} = \frac{m_{к25} - m_{ч25}}{m_{к25}} \cdot 100\% = \frac{725,33 - 695,33}{725,33} \cdot 100\% = 6,45\% ;$$

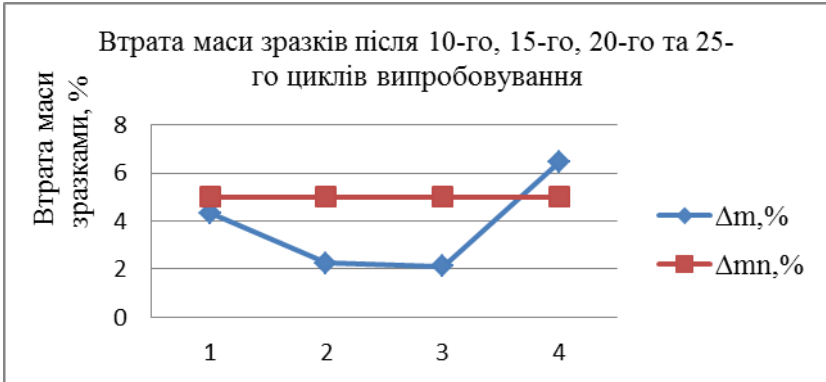


Рис. 3. Втрата маси зразків після 10-го (1), 15-го(2), 20-го (3) та 25-го (4) циклів випробування необроблених зразків

$$\Delta R_{10} = \frac{R_{\kappa 10} - R_{\psi 10}}{R_{\kappa 10}} \cdot 100\% = \frac{1,42 - 1,4}{1,42} \cdot 100\% = 1,41\% ;$$

$$\Delta R_{15} = \frac{R_{\kappa 15} - R_{\psi 15}}{R_{\kappa 15}} \cdot 100\% = \frac{1,56 - 1,48}{1,56} \cdot 100\% = 5,13\% ;$$

$$\Delta R_{20} = \frac{R_{\kappa 20} - R_{\psi 20}}{R_{\kappa 20}} \cdot 100\% = \frac{1,36 - 1,32}{1,36} \cdot 100\% = 2,94\% ;$$

$$\Delta R_{25} = \frac{R_{\kappa 25} - R_{\psi 25}}{R_{\kappa 25}} \cdot 100\% = \frac{1,5 - 1,39}{1,5} \cdot 100\% = 7,33\% .$$



Рис. 4. Зниження міцності зразків після 10-го (1), 15-го(2), 20-го (3) та 25-го (4) циклів випробування необроблених зразків

Аналізуючи графіки втрати маси і зниження міцності основних і контрольних зразків газобетону з гранично допустимою масою та гранично допустимим зниженням міцності після 10-го, 15-го, 20-го та 25-го циклу випробування видно, що значення втрати маси перевищують лінії гранично допустимої втрати маси, а зниження міцності не перевищують лінії гранично допустимого зниження міцності. А саме:  $\Delta m$  для 25-го циклу  $> \Delta m=5\%$ ;  $\Delta R$  для 25-го циклу  $< \Delta R=15\%$ .

Втрата маси і зниження міцності для 10-го, 15-го, 20-го та 25-го циклу випробування оброблених зразків становить:

$$\Delta m_{10} = \frac{m_{\kappa 10} - m_{\mu 10}}{m_{\kappa 10}} \cdot 100\% = \frac{710,66 - 710}{710,66} \cdot 100\% = 0,09\%$$

$$\Delta m_{15} = \frac{m_{\kappa 15} - m_{\mu 15}}{m_{\kappa 15}} \cdot 100\% = \frac{708 - 704,66}{708} \cdot 100\% = 0,47\%$$

$$\Delta m_{20} = \frac{m_{\kappa 20} - m_{\mu 20}}{m_{\kappa 20}} \cdot 100\% = \frac{700 - 717,33}{700} \cdot 100\% = 2,47\%$$

$$\Delta m_{25} = \frac{m_{\kappa 25} - m_{\mu 25}}{m_{\kappa 25}} \cdot 100\% = \frac{712 - 709,33}{712} \cdot 100\% = 0,375\%$$

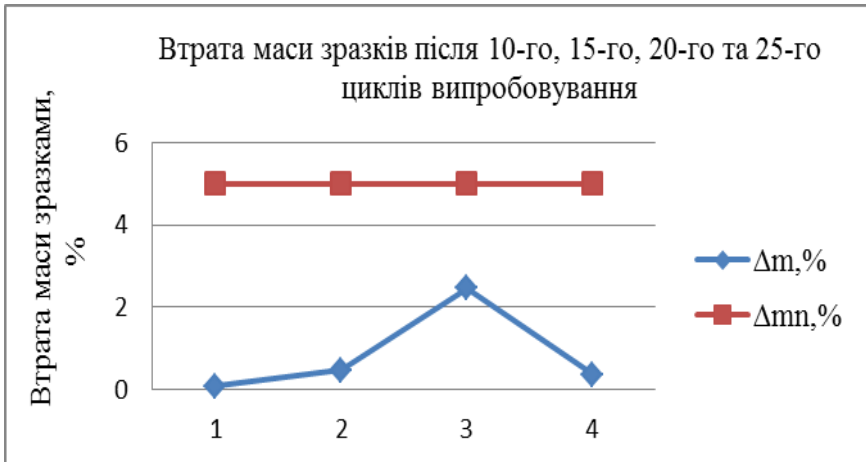


Рис. 5. Втрата маси зразків після 10-го (1), 15-го(2), 20-го (3) та 25-го (4) циклів випробування оброблених зразків



$$\Delta R_{10} = \frac{R_{\kappa 10} - R_{\eta 10}}{R_{\kappa 10}} \cdot 100\% = \frac{1,38 - 1,26}{1,38} \cdot 100\% = 8,7\%$$

$$\Delta R_{15} = \frac{R_{\kappa 15} - R_{\eta 15}}{R_{\kappa 15}} \cdot 100\% = \frac{1,27 - 1,21}{1,27} \cdot 100\% = 4,72\%$$

$$\Delta R_{20} = \frac{R_{\kappa 20} - R_{\eta 20}}{R_{\kappa 20}} \cdot 100\% = \frac{1,38 - 1,32}{1,38} \cdot 100\% = 4,35\%$$

$$\Delta R_{25} = \frac{R_{\kappa 25} - R_{\eta 25}}{R_{\kappa 25}} \cdot 100\% = \frac{1,42 - 1,33}{1,42} \cdot 100\% = 6,34\%$$



Рис. 6. Зниження міцності зразків після 10-го (1), 15-го(2), 20-го (3) та 25-го (4) циклів випробування оброблених зразків

Аналізуючи графіки втрати маси і зниження міцності основних і контрольних зразків газобетону з гранично допустимою масою та гранично допустимим зниженням міцності після 10-го, 15-го, 20-го та 25-го циклу випробування видно, що значення втрати маси і зниження міцності не перевищують лінії гранично допустимої втрати маси і гранично допустимого зниження міцності. А саме:  $\Delta m$  для 25-го циклу  $< \Delta m = 5\%$ ;  $\Delta R$  для 25-го циклу  $< \Delta R = 15\%$ .

### Висновки

1. З огляду на його властивості, газобетон може бути одним із найкращих оздоблювальних матеріалів.

2. Необроблені зразки газобетону з блоків «Ytong PP2/0,40» виробництва фірми «Xella Polska SP.z o.o.» підтверджують дані сертифіката відповідності серія ВГ, UA1.090.0008023-17 (F15 – марка за морозостійкістю). Однак, перевищення втрати маси зразка максимально допустимого значення 15% після 25-го циклу не дає змогу присвоїти їм марку за морозостійкістю F25. Тобто застосування таких блоків у зовнішніх огорожувальних конструкціях згідно з ДСТУ Б В.2.7-137:2008 не допускається.

3. Оброблені за два рази ґрунтовою «Ферозит ґрунт 1» та фарбою «Ceresit СТ 54» зразки газобетону з блоків «Ytong PP2/0,40» виробництва фірми «Xella Polska SP.z o.o.» також підтверджують дані сертифіката відповідності серія ВГ, UA1.090.0008023-17 (F15 – марка за морозостійкістю). До того ж, неперевищення втрати маси і зниження міцності зразка максимально допустимих значень 5% та 15% відповідно, після 25-го циклу дає змогу присвоїти їм марку за морозостійкістю F25. Тобто застосування таких блоків у зовнішніх огорожувальних конструкціях згідно з ДСТУ Б В.2.7-137:2008 допускається.

4. Гідрофобізація газобетонних блоків підвищує їх морозостійкість, а отже і довговічність при застосування у зовнішніх огорожувальних конструкціях.

1. Декоративне оздоблення фасадів [Електронний ресурс]. - Режим доступу до ресурсу:

<http://www.budnet.com.ua/readarticle.php?ArticleID=891&type=ARTICLE>.

2. ДСТУ Б В.2.7-45-2010 Бетони ніздрюваті. Загальні технічні умови.

3. ДСТУ Б В.2.7-170-2008 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водонепроникності.

4. ДСТУ Б В.2.7-137:2008 Будівельні матеріали. Блоки із ніздрюватого бетону стінові дрібні. Технічні умови.

5. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона.

6. ДСТУ Б В.2.7-50-96 Будівельні матеріали. Бетони. Дилатометричний метод прискороного визначення морозостійкості.

7. ДСТУ Б В.2.7-51-96 Будівельні матеріали. Бетони. Структурно-механічний метод прискороного визначення морозостійкості.

**ВПЛИВ СТУПЕНЯ ДЕТАЛІЗАЦІЇ ДЕЯКИХ ПАРАМЕТРІВ  
РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ НА ХАРАКТЕРИСТИКИ  
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ  
ВНУТРІШНЬОЇ ПОЗДОВЖНОЇ НЕСУЧОЇ СТІНИ**

**IMPACT OF THE DETAILING DEGREE OF SOME  
COMPUTATION MODEL PARAMETERS ON  
CHARACTERISTICS OF THE STRESS-STRAIN STATE OF  
INTERNAL LENGTHWISE BEARING WALL**

**Сіромолот Г.В., к.т.н., доцент, Гребенюк О.В., старший викладач,  
Гребенюк І.В., асистент (Запорізька державна інженерна академія,  
м. Запоріжжя)**

**Siromolot H.V., Ph.D., assistant professor, Hrebenuk O.V., senior  
lecturer, Hrebenuk I.V., assistant (Zaporizhzhia State Engineering  
Academy, Zaporizhzhia)**

Наведено результати досліджень впливу урахування в розрахункових схемах поперечних стін, дисків перекриття та вітрового навантаження на напружено-деформований стан внутрішньої поздовжньої несучої стіни. Розроблено рекомендації щодо формування розрахункових схем внутрішніх несучих стін.

Five-story residential buildings were mainly designed with a lengthwise bearing wall, which is one of the most loaded constructions. For determination of the impact of transverse walls presence in the computation model on its stress-strain state, variants of the building spatial computation model and the flat computation model of the internal lengthwise bearing wall were considered. For determination of the impact of the upper floors presence in the computation model, the flat computation model of the internal lengthwise bearing wall with the simulation of transverse walls with bar elements are considered. In the first variant, the computation model consisted of a basement and five floors then the number of floors gradually decreased on one floor, which impact was replaced by an equal load. For determination the impact of the wind load, spatial computation models without wind load and with it were considered. For evaluation of the stress-strain state of the internal

lengthwise bearing wall with a flat computation model it is recommended to take into account the adjacent transverse walls, lead in the bar elements in the computation model with a rigidity equal to the half-distance between the lengthwise walls. The deviation of the maximum stress allows use a flat computation model instead of a spatial one if it is necessary to assess the stress-strain state of the internal lengthwise bearing wall, except for the sections located at a distance of 0.8 m from the boundary sections of the lengthwise wall, openings and transverse walls. For determination of the stress-strain state of the walls adjacent to the openings, there should be at least one floor above these elements. With increasing of the distance between the transverse walls, the impact of the wind load also increases. Within the height of a building up to five floors the impact of the wind load can be despised.

Ключові слова: реконструкція, розрахункова схема, отвір, напружено-деформований стан, внутрішня поздовжня несуча стіна, ступінь деталізації, характеристика

Keywords: reconstruction, computation model, the opening, stress-strain state, internal lengthwise bearing wall, the detailing degree, characteristic

Останні десять років обсяги нового будівництва значно зменшилися, особливо в центральних частинах великих та крупних міст, де забудова вже склалася. Натомість, у зв'язку з інвестиційною привабливістю таких територій, потреба у додаткових приміщеннях, особливо комерційно-ділового, торговельного та громадського призначення лише збільшується. Проблема створення додаткових площ, оптимальної організації внутрішнього простору приміщень та зміни їх призначення вирішується в основному за рахунок реконструкції. Враховуючи тривалий термін експлуатації та можливий вплив додаткових (непроектних) факторів [1], перш за все описана проблема реконструкції стосується несерійних цегляних будівель, зведених у період до 1958 року.

Такі будівлі, як правило, влаштовувалися з поздовжніми несучими стінами, й однією з найбільш навантажених конструкцій бескаркасних цегляних будівель є саме внутрішня поздовжня стіна (або дві поздовжні стіни) [2]. При змінненні призначення, переплануванні, оптимальній організації внутрішнього простору

приміщення саме внутрішні поздовжні несучі стіни зазнають суттєвих змін, а саме улаштування нових і значне розширення існуючих дверних та віконних отворів із їх підсиленням конструкціями з металевих прокатних профілів.

У більшості випадків при прийнятті рішень щодо визначення технічного стану для подальшої реконструкції цегляних будівель виникає потреба у виконанні спрощених інженерних розрахунків, точності результатів яких достатньо для подальшої роботи [3].

Для аналізу впливу деяких параметрів розрахункової схеми на значення характеристик напружено-деформованого стану (НДС) внутрішньої поздовжньої несучої стіни виконувалася серія розрахунків на комбінацію навантажень, що включала:

- постійні навантаження від власної ваги;
- тимчасове довготривале корисне рівномірно розподілене навантаження;
- тимчасове короткотривале навантаження від снігу з відповідним коефіцієнтом надійності;
- тимчасове короткотривале навантаження від вітру, також з коефіцієнтом надійності.

При цьому постійні навантаження призначалися на підставі даних, одержаних у результаті проведення чисельних обстежень житлових бескаркасних цегляних будівель періоду до масового серійного будівництва [2].

Вірогідність одержання адекватних результатів розрахунку забезпечується застосуванням обґрунтованих розрахункових моделей будівель або окремих будівельних конструкцій [4].

При визначенні впливу на значення характеристик НДС внутрішньої поздовжньої несучої стіни включення до розрахункової схеми поперечних стін було розглянуто такі варіанти:

- 1) просторова розрахункова схема будівлі;
- 2) просторова схема внутрішньої поздовжньої несучої стіни та поперечних стін, що примикають до неї;
- 3) просторова схема внутрішньої поздовжньої несучої стіни та поперечних стін, що примикають до неї, наполовину відстані між поздовжніми стінами;
- 4) плоска розрахункова схема внутрішньої поздовжньої несучої стіни;
- 5) плоска розрахункова схема внутрішньої поздовжньої несучої стіни з моделюванням поперечних стін стержневими елементами з

жорсткістю, що дорівнює поперечним стінам наполовину відстані між поздовжніми.

При визначенні впливу включення до розрахункової схеми поверхів будівлі, що розташовані вище, розглянуто плоскі розрахункові схеми внутрішньої поздовжньої стіни з моделюванням поперечних стін стержневими елементами. У першому варіанті розрахункова схема складалася з підвалу та п'яти поверхів, потім кількість поверхів поступово зменшувалася кожен раз на один верхній поверх, вплив якого замінювався еквівалентним навантаженням. Розглядалися значення характеристик НДС в елементах підвалу та першого поверху, що кожний раз зберігалися.

При визначенні впливу на характеристики НДС внутрішньої поздовжньої стіни навантаження від вітру розглянуто просторові розрахункові схеми без навантаження та з навантаженням від вітру, яке прикладалося в одному та в протилежному напрямку.

Аналіз результатів розрахунків показав, що переважна більшість скінчених елементів (СЕ) зазнає стискування. При цьому максимальні стискаючі напруження діють у напрямку вертикальної осі  $Y$ , та в більшості СЕ вони значно перевищують значення інших напружень. Крім того, з'ясовано, що граничний стан деяких елементів несучої стіни викликаний перевищенням стискаючими напруженнями граничних значень у напрямку осі  $Y$ . Тому при дослідженні впливу параметрів розрахункової схеми перш за все аналізувалися значення напружень  $\sigma_y$ .

Вид включення поперечних стін до розрахункової схеми внутрішньої поздовжньої стіни впливає на характеристики НДС, зокрема на значення напруження  $\sigma_y$ . Зі скороченням частини поперечних стін, яка враховується у розрахунковій схемі, зростають відхилення напруження. Найбільш близькі результати одержано у варіанті розрахунку з моделюванням поперечних стін стержневими елементами, які мають жорсткість частини поперечних стін, що дорівнює половині відстані між поздовжніми стінами.

Найбільші відхилення спостерігаються у СЕ, розташованих на відстані 0,8 м від вертикальних граней розрахункової схеми та складають 63,8 % при середньому значенні відхилення 31,13 %. У СЕ, розташованих на менших відстанях від отворів (до 0,8 м), максимальні відхилення складають 36,3 % при середньому значенні 8,17 %. В елементах, розташованих на відстані до 0,8 м від стержневих СЕ, що моделюють поперечні стіни, відхилення

складають 44,3 % при середньому значенні 8,2 %.

У середньому для всіх значень величина відхилення становить 9,1 %, без урахування 5 % максимальних значень відхилень, які явно перевищують інші. Середнє значення відхилення становило 7,51 %, а без урахування СЕ, що примикають до вертикальних граней, – 4,96 %.

При розрахунках за плоскою розрахунковою схемою з моделюванням поперечних стін стержневими СЕ середнє відхилення значень напруження  $\sigma_y$  у більшості СЕ внутрішньої поздовжньої несучої стіни становило 4,96 % по відношенню до просторової розрахункової схеми.

Враховуючи, що без урахування жорсткості залізобетонних балочних дисків перекриття у розрахунковій схемі внутрішньої поздовжньої несучої стіни з моделюванням поперечних стін стержневими елементами встановлено незначні відхилення у значеннях напружень, можна стверджувати про можливість зневажання впливом залізобетонних і тим більше дерев'яних балочних дисків перекриття при формуванні розрахункової схеми внутрішньої поздовжньої несучої стіни.

З'ясована можливість заміни поверхів, що розташовані вище, у тому числі й тих, що проєктуються при надбудові, еквівалентними навантаженнями. Заміна еквівалентними навантаженнями одного верхнього поверху викликала відхилення напруження  $\sigma_y$  у СЕ першого поверху та підвалу, середнє значення якого склало 0,54 %, при заміні двох поверхів – 1,08 %, при заміні трьох поверхів – 2,09 %, при заміні чотирьох поверхів – 4,06 %. При цьому відзначається збільшення діапазону відхилень значень напружень.

В середньому за поверхом відносні відхилення значень напруження, що викликані впливом вітрового навантаження, не перевищили 0,89 %, а максимальне прирощення  $\sigma_y$  становить 9,72 КПа, що складає 1,66 % від абсолютного значення  $\sigma_y$  без урахування вітру.

Також визначено, що на значення відхилення напруження  $\sigma_y$  від вітрового навантаження у внутрішній поздовжній стіні впливає розташування поперечних стін. При збільшенні відстані між поперечними стінами зростає величина впливу на значення напруження  $\sigma_y$  від вітрового навантаження.

На підставі виконаних розрахунків і проведеного аналізу

одержаних результатів можна зробити наступні висновки.

Оцінюючи НДС внутрішньої поздовжньої несучої стіни за плоскою розрахунковою схемою, рекомендується враховувати поперечні стіни, що примикають до неї, введенням у розрахункову схему стержневих елементів з жорсткістю, що дорівнює половині відстані між поздовжніми стінами.

Значення відхилення максимальних напружень дозволяє використовувати плоску розрахункову схему замість просторової при необхідності оцінки НДС більшої частини внутрішньої поздовжньої несучої стіни, за винятком ділянок, розташованих на відстані близько 0,8 м від вертикальних граней поздовжньої стіни, а також від СЕ, що моделюють поперечні стіни та від отворів.

Середнє відхилення без урахування СЕ, що примикають до вертикальних граней розрахункової схеми, і 5 % СЕ, величини відхилення яких значно перевищують інші, становить 4,96 %.

При необхідності визначення НДС, зокрема напруження  $\sigma_y$ , ділянок стін, що примикають до отворів на відстані до 1 м, над цими елементами повинно бути не менше одного поверху. Урахування всіх поверхів необхідно при визначенні НДС ділянок стін, розташованих між отворами по вертикалі. При цьому відхилення значень напруження не перевищать 5 %.

Впливом вітрового навантаження при визначенні напруження  $\sigma_y$  у внутрішній поздовжній несучій стіні при висоті будівлі до п'яти поверхів можна зневажати. Значення відхилення напруження  $\sigma_y$ , які викликані вітровим навантаженням, у внутрішній поздовжній стіні впливає розташування поперечних стін. При збільшенні відстані між поперечними стінами зростає величина впливу вітрового навантаження на значення напруження  $\sigma_y$ .

1. Банах А. В., Ткаченко В. Б. Про непроектні фактори впливу на напружено-деформований стан будівель і споруд з тривалим терміном експлуатації. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк: ЛНТУ, 2017. Вип. 8. С. 32-39. 2. Марков А. И., Серомолот Г. В. Эксплуатация и реконструкция зданий. Запоріжжя: ТОВ «ВПО «Запоріжжя», ТОВ «Настрой», 2009. 320 с. 3. Банах В. А., Федченко А. И., Гребенюк И. В. Особенности расчета зданий с учетом технологических воздействий при реконструкции. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2011. Вип. 39. С. 3-12. 4. Банах В. А., Павлов І. Д., Радкевич А. В. Наукові основи розвитку будівельної галузі України. Запоріжжя: ЗДІА, 2017. 460 с.



УДК 69.07

**РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ЗБЕРЕЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ  
КОНСТРУКЦІЙ ПІД ЧАС ПОЖЕЖІ В ГАРАЖАХ-  
СТОЯНКАХ**

**RECOMMENDATIONS FOR CONSERVATION OF  
REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER FIRE IN  
PARKING GARAGES**

**Скорук Л.М., к.т.н., доц. (Київський національний університет будівництва та архітектури), Сібіковський О.В., асп., (Київський національний університет будівництва та архітектури)**

**Skoruk L.N., Ph.D. in Engineering, Associate professor, (Kiev National university of Construction and Architecture, Kiev) Sibikovsky A.V., postgraduate (Kiev National university of Construction and Architecture, Kiev).**

Винесено основні рекомендації щодо проектування з точки зору пожежної безпеки гаражів-стоянок. Відображено найпоширеніші причини загоряння автомобіля. Роз'яснено необхідні вимоги до залізобетонних конструкцій для правильного їх проектування в гаражах-стоянках з збереженням їх цілісності при пожежі.

The possibility of igniting a car is significant. There are many reasons for ignition of vehicles. However, the most common is a short circuit in the wiring. The car may catch fire due to smoking in the passenger compartment, a malfunction of the gas equipment, as well as during fuel leakage or as a result of getting motor oil on the heated engine. Even storing plastic jerricans in the trunk can lead to trouble: accumulation of static electricity, then spark - and explosion.

In the article, the main recommendations for designing from the point of view of fire safety of parking garages are given. Reflected common causes of car ignition. Explained the necessary requirements for reinforced concrete structures for their proper design in garages-parking with preservation of their integrity in case of fire.

Columns of large cross-section with a small percentage of reinforcement are better resistant to fire action than columns of a smaller cross-section with a greater percentage of reinforcement.

In beams, in the presence of reinforcement of different diameters and different levels, the reinforcement of a larger diameter should be placed as far as possible from the surface, heated during a fire.

It is better to use wide and low beams than narrow and high. As the main reinforcement, it is recommended to use more than two rods, and place some of the main reinforcement in the second row, removing it as far as possible from the heated surface.

In plates to prevent buckling of longitudinal reinforcement when it is heated during a fire, it is necessary to provide structural reinforcement with clamps and transverse rods.

In order to successfully solve the problem of the storage of cars, it is necessary to carefully analyze the existing regulatory documents and, if necessary, to adjust or develop new ones, and also to formulate a set of norms, rules and recommendations on this topic. In this case, it is advisable to take into account the standards that are in force in foreign countries and to develop new possible effective designs or evakovody for parking garages.

Ключові слова: залізобетон, гараж-стоянка, пожежа, вимоги

Keywords: reinforced concrete, garage parking, fire, requirements

Можливість загорання автомобіля є значною. Причин загорання транспортних засобів безліч. Проте найбільш поширена - коротке замикання в електропроводці. Після зимового періоду експлуатації, в результаті контакту з вологою і сіллю, «електрика» автомобіля особливо вразлива.

Автомобіль може загорітися через паління в салоні, несправність газового обладнання, а також під час витоку палива або в результаті попадання моторного масла на розігрітий двигун. Навіть зберігання в багажнику пластикових каністр може призвести до біди: накопичення статичної електрики, потім іскра - і вибух.

Фахівці називають такі найпоширеніші причини загорання автомобіля:

- використання паяльної лампи та інших видів відкритого вогню для розігріву замерзлого двигуна;

- необережність з вогнем при проведенні електрогазо-зварювальних робіт;
- «Прикурювання» акумулятора;
- зайве навантаження на електропроводку внаслідок неякісної установки додаткового обладнання (сигналізація, протитуманні фари, магнітола, тюнінг салону і т.п.);
- підпал транспортного засобу.

За статистичними даними, переважна більшість загорянь відбувається в старих автомобілях, що мають вік понад 10 років, але нажаль і нові автомобілі не виняток, рис. 1.

Пожежники запевняють що легковий автомобіль може повністю згоріти всього за 3-4 хвилини.



Рис. 1. Горіння автомобілів та можливі наслідки

Гаражі, які прибудовують до будинків іншого призначення, повинні бути відокремлені від цих будинків протипожежними стінами 1-го типу. Гаражі, вбудовані в будинки іншого призначення, повинні мати межу вогнестійкості основних будівельних конструкцій не нижче ступеня вогнестійкості будинку, в який вони вбудовуються, і відокремлюватися від приміщень (поверхів) цих будинків протипожежними стінами та перекриттями 1-го типу[1].

Будинки гаражів та приміщення для зберігання автомобілів щодо вибухопожежної і пожежної небезпеки згідно з [2] відносяться до категорії В.

При розміщенні гаражів під житловими будинками (у підземному або першому наземному поверхах) житлові поверхи безпосередньо над приміщеннями зберігання автомобілів розміщувати не допускається (названі приміщення необхідно розділяти технічним поверхом). У цьому разі вбудовані гаражі необхідно відокремлювати протипожежними перекриттями 2-го типу [3].

На поверсі будинку, під яким розташовується гараж, допускається розміщувати приміщення з одночасним перебуванням не більше ніж 50 осіб. За більшої кількості одночасно перебуваючих осіб над поверхом гаража необхідно влаштовувати протипожежне перекриття.

Для переміщення автомобілів по вертикалі в гаражах з двома та більше поверхами потрібно передбачати ізольовані (прибудовані) або неізольовані від приміщень зберігання автомобілів (вбудовані) рампи (пандуси) або похилі міжповерхові перекриття.

Загальні для всіх поверхів гаража ізольовані рампи повинні розташовуватися біля зовнішньої стіни будинку, мати природне освітлення і відокремлюватися на кожному поверсі від приміщень зберігання автомобілів, миття, ТО і ТР протипожежними перешкодами, воротами та (або) протипожежними тамбурами-шлюзами з підпором повітря при пожежі згідно з вимогами, табл. 1.

Таблиця 1

Вимоги необхідності влаштування тамбура-шлюзу

Гараж	Межа вогнестійкості конструкцій, що відокремлюють рампи		Вимоги щодо необхідності влаштування тамбура-шлюзу
	стін (перегородок)	воріт	
Підземний	REI 90 (EI 90)	EI 60	Протипожежними тамбурами-шлюзами 1 типу глибиною, що забезпечує відкривання воріт, але не менше 1,5 м Не обов'язково
Наземний	REI 45 (EI 45)	EI 30	

У наземних гаражах допускається влаштування неізольованих рамп. Влаштування загальної неізольованої рампи між підземними та наземними поверхами гаража не допускається.

З кожного поверху (секції) всіх типів гаражів повинно бути передбачено не менше двох розосереджених евакуаційних виходів безпосередньо назовні або в сходові клітки. Допускається один з евакуаційних виходів передбачати на ізольовану рампу. Прохід по

тротуарах на пандусах у сходову клітку допускається вважати евакуаційним.

Відстань від найбільш віддаленої точки приміщення для зберігання автомобілів до найближчого евакуаційного виходу необхідно приймати згідно з табл. 2.

Таблиця 2

Відстань до найближчого евакуаційного виходу, м

Гараж	Між евакуаційними виходами	У тупиковій частині приміщення
Підземний	40	20
Наземний	60	25

Для виходу на рампу або в суміжний протипожежний відсік поблизу воріт або у воротах потрібно передбачати протипожежні двері (хвіртку) з висотою порогу не більше 0,1 м.

Ступінь вогнестійкості наземних закритих гаражів, площу поверху в межах протипожежного відсіку та припустиму кількість поверхів будинків слід приймати за табл. 3.

У наземних закритих гаражах протипожежні відсіки повинні бути відокремлені протипожежними стінами та перекриттями 1-го типу. Прорізи в протипожежних стінах і перегородках слід захищати протипожежними дверима (воротами) [4].

Таблиця 3

Вимоги до наземних гаражів закритого типу

Ступінь вогнестійкості гаража	Допустима кількість поверхів гаража	Площа поверху в межах протипожежного відсіку, не більше м <sup>2</sup>	
		одноповерхового	багатоповерхового
I, II	9	10400	5200
III	5	5200	2600
III а	2	3600	1200
IV	1	2600	-
V	1	1200	-

Ступінь вогнестійкості наземних гаражів відкритого типу, припустиму поверховість та площу поверху в межах протипожежного відсіку необхідно приймати за табл.4.

Таблиця 4

Вимоги до наземних гаражів відкритого типу

Ступінь вогнестійкості	Допустима кількість поверхів гаража	Площа поверху в межах протипожежного відсіку, м <sup>2</sup>
I, II	9	5200
III	6	2600
IIIа	3	2000

Ступінь вогнестійкості підземних гаражів, допустиму кількість поверхів та площу секції в межах протипожежного відсіку необхідно приймати за табл. 5.

Таблиця 5

Вимоги до підземних гаражів

Ступінь вогнестійкості	Допустима кількість поверхів гаража	Площа секції в межах протипожежного відсіку, м <sup>2</sup>
I, II	1-2	3000
I	3-5	2600

Конструкції сходових кліток у гаражах відкритого типу, незалежно від їхнього ступеня вогнестійкості, повинні мати межу вогнестійкості та межі поширення вогню, які відповідають сходовим кліткам будинків II-го ступеня вогнестійкості.

Підземні гаражі потрібно розділяти глухими протипожежними стінами 1-го типу на протипожежні відсіки (з чисельністю автомобілів до 200 шт.), а в межах протипожежного відсіку - протипожежними стінами 2-го типу (з протипожежними воротами 2-го типу, що автоматично закриваються у разі пожежі) на секції місткістю не більше 100 автомобілів.

Між підземними поверхами гаражів влаштовуються суцільні протипожежні перекриття 1-го типу.

З кожного поверху (секції) в підземних гаражах потрібно передбачати не менш двох розосереджених виїздів і евакуаційних

виходів. Один з виїздів допускається передбачати не більш ніж через одну суміжну секцію.

Допускається влаштування виїздів з поверхів підземного гаража у спільні для поверхів відкриті у зовнішнє середовище рампи.

Сполучення рамп із зовнішнім середовищем може здійснюватися через відкриті прорізи в перекриттях (стінах) рамп площею не менш 1 м<sup>2</sup>, які влаштовують не рідше ніж через 60 м по довжині або в перекритті над центральною частиною гвинтових рамп.

У вбудованих в житлові будинки підземних гаражах сполучення сходових кліток та ліфтових шахт з житловою частиною не допускається.

В'їзди-виїзди з окремо розташованих підземних гаражів повинні розташовуватися від вікон житлових і робочих приміщень, ділянок загальноосвітніх шкіл, дитячих дошкільних і лікувально-профілактичних закладів, площадок відпочинку на відстані не менше ніж 15 м.

Товщина захисного шару бетону в усіх конструкціях споруди повинна бути достатньою для того, щоб захисний шар бетону прогрівся до температури не вище 300 °С, а пожежа не впливала на подальшу експлуатацію конструкцій. При стандартній пожежі тривалістю 180 хв товщина захисного шару бетону повинна бути не менше 60 мм. При цьому захисний шар бетону повинен мати армування у вигляді противідкільної сітки із стержнів діаметром 2-3 мм з вічками не більше 50 мм, що буде сприяти запобіганню вибухоподібного руйнування бетону.

Температура прогрівання напруженої арматури під час пожежі не повинна перевищувати 100 °С для запобігання втрати попереднього напруження.

В колонах із поздовжньою арматурою, де кількість стержнів в перерізі більше чотирьох, частину стержнів доцільно встановлювати біля ядра перерізу колони, якщо це дозволяють зусилля, для максимально можливого віддалення арматури від поверхні, що піддаватиметься нагріванню при виникненні пожежі.

Колони великого поперечного перерізу з невеликим відсотком армування краще опираються вогневному впливу ніж колони меншого поперечного перерізу з великим відсотком армування.

Колони та балки з жорсткою арматурою всередині перерізу, мають перевагу над балками, що армовані стержньовою арматурою, яка розташована біля поверхні, що піддається нагріванню під час пожежі.

В балках, за наявності арматури різного діаметра і різного рівня, арматуру більшого діаметра слід розташовувати якомога далі від поверхні, яка нагріватиметься під час пожежі.

Краще використовувати широкі і невисокі балки ніж вузькі і високі. У якості основної арматури рекомендується використовувати більше двох стержнів, а частину основної арматури розміщувати в другому ряду, максимально віддаливши її від поверхні, що зазнає нагріву.

У плитах для запобігання випучуванню поздовжньої арматури при її нагріванні під час пожежі необхідно передбачити конструктивне армування хомутами і поперечними стержнями.

На опорах між сусідніми балками і між балкою і стіною повинен бути проміжок, який дозволить балці вільно подовжуватися в процесі вогневого впливу на неї. Ширина проміжку повинна бути не менше 5 % прогону балки.

Температурні шви необхідно заповнювати негорючими волокнистими матеріалами. Ширина температурного шва повинна бути не менше 0,15 % відстані між температурними швами.

Все це говорить про те, що для успішного вирішення проблеми зберігання легкових автомобілів необхідно ретельно проаналізувати існуючі нормативні документи і при необхідності скорегувати або розробити нові, а також сформулювати звід норм, правил і рекомендацій з даної тематики. При цьому доцільно врахувати нормативи, що діють в зарубіжних країнах та розробити нові можливі ефективні конструкції чи евакуиходи для гаражів-стоянок.

**1.** ДБН В.2.3-15:2007 - Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів. – К.: Мінрегіонбуд України, 2007. **2.** НАПБ Б.07.005-86 - Общесоюзные нормы технологического проектирования определение категорий помещений и зданий по взрывопожарной и пожарной опасности **3.** ДБН В.2.2-24-2009. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. **4.** ДБН В.1.1-7-2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017.



## **ОСОБЛИВОСТІ ЗВЕДЕННЯ ПЛИТ ЗІ ЗВОРОТНИМ ВИГИНОМ**

### **FEATURES OF BUILDING PLATES WITH A REVERSE BEND**

**Смоляр А.М., к.т.н., доц., (Черкаський державний технологічний університет, м. Черкаси), Абд Альхамед Кіхья, к.т.н., проф., (Дамаський університет, м. Дамаск, Сирія), Мірошкіна І.В., к.т.н., доц., (Черкаський державний технологічний університет, м. Черкаси), Юрченко С.В., асистент, (Черкаський державний технологічний університет, м. Черкаси)**

**Smolyar A.M., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Cherkasy state technological university, Cherkasy), Abd Alhamed Kikhea, Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (The University of Damascus, Damascus, Syria), Miroshkina I.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Cherkasy state technological university, Cherkasy), Yurchenko S.V., assistant, (Cherkasy state technological university, Cherkasy)**

Стаття присвячена розробці технології зведення залізобетонних плит перекриття зі зворотним вигином. Надання плитам зворотного вигину призводить до позитивних змін в напружено-деформованому стані. Области додатних нормальних напружень зменшуються, а від'ємних - збільшуються. Це відображається на більш ефективній роботі бетону і призводить до зменшення товщини плит та економії арматури.

The article is devoted to the development of technology of building plates with a reverse bend. Giving plates a reverse bend results in positive changes in the stress-strain state. Areas positive normal stress decreases and negative are increasing. This is reflected in the more efficient work of concrete and leads to a decrease in the thickness of the plates and saving the fittings.

The features of building plates with a reverse bend are considered in this work. Namely, the geometric, mechanical, technological, peculiarity of stacking of the fittings, the peculiarity of the calculation and the formation of reverse bend, the peculiarity of the method of production.

The geometric feature consist in giving ordinary slabs the geometry of sloping shell. A reverse bend is modeled according to the appearance of the surface deflection of a flat plate.

The mechanical feature of curved plates is related to the types of loads and methods of fastening.

The main technological feature of the plates with a reverse bend is the formation of the lower and upper side surfaces. The lower surface of the curved plate repeats the surface of the deflections of the flat plate, and the upper one can be horizontal. To form the lower side surface of the plate by optimal reverse bend used adjustable dystantsery. The formation of reverse bending occurs directly on the construction site.

The peculiarity of laying reinforcement is not only to ensure the thickness of the protective layer of concrete, but also the problem of repetition geometry of bend by fittings.

Feature optimize reverse bend of plates is the need to consider the details of their stress-strain state. For this purpose, the specialized theory of thick plates and shells is used, developed by the authors. An integral part of the theory is the powerful program complex "INTEGRAL-SV". The complex allows to calculate the stress-strain state of spatial bodies with the control of the accuracy and convergence of the numerical process.

Using plates with a reverse bend in practical construction can increase its efficiency.

Ключові слова: плити перекриття зі зворотним вигином, напружено-деформований стан плит перекриття, регульовані дистанцери, програмний комплекс «Інтеграл»

Keywords: plates of overlap with a reverse bend, stress-strain state of ceiling plates, adjustable dystantsery, software complex «Integral»

Значний обсяг бетону в монолітному будівництві припадає на виготовлення плит перекриття. Тому підвищення ефективності таких плит може призвести до значної економії бетону та арматури. Це досягається за рахунок утворення пустот в плитах перекриття – пустотні плити, утворення ребер жорсткості – ребристі плити, а також виготовлення плит перекриття з попередньо напруженою арматурою – попередньо напружені плити перекриття. Зменшити товщину плит та кількість армування можна також за рахунок зміни їхньої геометрії. Так, надання плитам перекриття геометрії пологої

оболонки призводить до перерозподілу напружень і деформацій. Область напружень стискування збільшується, а розтягування зменшується. Такі зміни дозволяють оптимізувати товщину плит та площу арматури. Плити зі зворотним вигином мають ряд особливостей в порівнянні зі звичайними плоскими плитами.

Основними з них є:

- геометрична;
- механічна;
- технологічна;
- особливість укладання арматури;
- особливість розрахунку та формування зворотного вигину;
- особливість способу виготовлення.

Розглянемо більш детально кожен з особливостей.

**Геометрична** особливість полягає в наданні звичайним плитам (рис. 1) геометрії пологої оболонки (рис. 2). Цей процес називається формуванням зворотного вигину. Як правило, прогини моделюються колоподібними, тому і плитам надають зворотний вигин також у вигляді кола. Такий спосіб формування вигину є досить спрощеним. Моделювати зворотний вигин потрібно по вигляду поверхні прогину звичайної плити.

Щоб оцінити ефективність зворотного вигину потрібно отримати якісну та кількісну картину напружено-деформованого стану вигнутої плити перекриття, тобто розглянути плиту як просторове тіло.

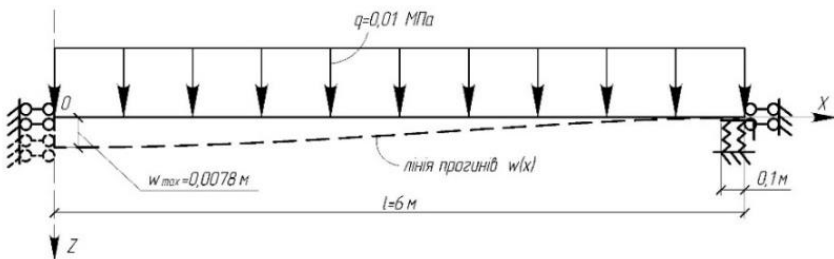


Рис. 1. Схема плоскої плити перекриття

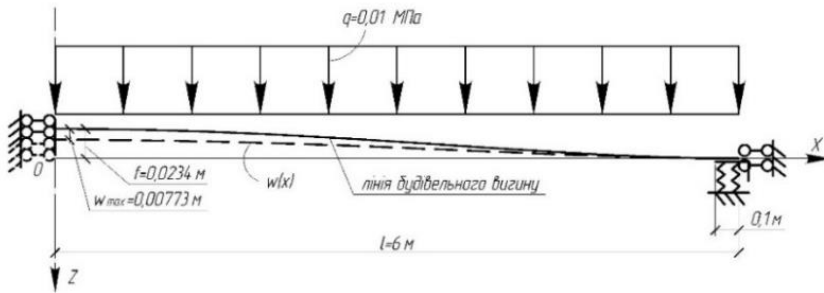


Рис. 2. Схема плит зі зворотним вигином

**Механічні** особливості вигнутих плит пов'язані з типами навантажень та способами обпирання (закріплення). Правильне врахування цих особливостей має значний вплив на величину та геометрію вигину. Навантаження бувають постійними, тимчасовими, тимчасовими довготривалими, тимчасовими короткотривалими та особливими. В залежності від того яке саме навантаження, або комбінація навантажень діють на плиту перекриття, такий і подальший розрахунок потрібно виконувати.

Способи обпирання (граничні умови) плит перекриття зі зворотним вигином також відіграють важливу роль в їх розрахунку. Плити бувають жорстко затиснені, шарнірно оперті, оперті по контуру та консольні. Жорстко затиснені, в свою чергу, можуть бути затиснені з двох сторін, трьох, або по контуру. Всі ці характеристики мають свій вплив на розрахунок плит перекриття зі зворотним вигином.

Для кожного випадку граничних умов потрібно виконувати окремо свій розрахунок. Це дозволить отримати економічно ефективно плиту перекриття зі зворотним вигином.

**Технологічні** особливості відіграють важливу роль в зведенні монолітних плит. Вони впливають із геометричних та механічних особливостей вигнутих плит. Важливою технологічною проблемою є забезпечення розрахункової геометрії плити. Головною технологічною особливістю плит зі зворотним вигином є формування нижньої та верхньої бокових поверхонь. Нижня поверхня вигнутої плити повинна повторювати поверхню прогинів, а верхня може бути горизонтальною, як у звичайних плоских плитах.

Для формування нижньої бокової поверхні плити за оптимальним будівельним вигином визначається висота регульованих дистанцерів [9] та розробляється технологічна карта їх установки.

Монтаж опалубки виконується шляхом установки стійок, поздовжніх та поперечних балок (рис. 3). На поперечні балки встановлюються регульовані дистанцери згідно технологічної карти. На дистанцери укладаються щити опалубки (рис. 4). По щитах викладається арматура так, щоб забезпечити необхідну товщину захисного шару. Плита заливається бетоном. Верхня поверхня плити виготовляється плоскою.

За рахунок настилу, що має заздалегідь задану геометрію, залізобетонна плита перекриття приймає його форму, тобто набуває зворотного вигину. Після зняття опалубки за рахунок зворотного вигину компенсуються усадочні деформації. Під дією зовнішніх навантажень плита приймає близьку до горизонтальної площини форму без характерного для звичайних плит перекриття прогину.

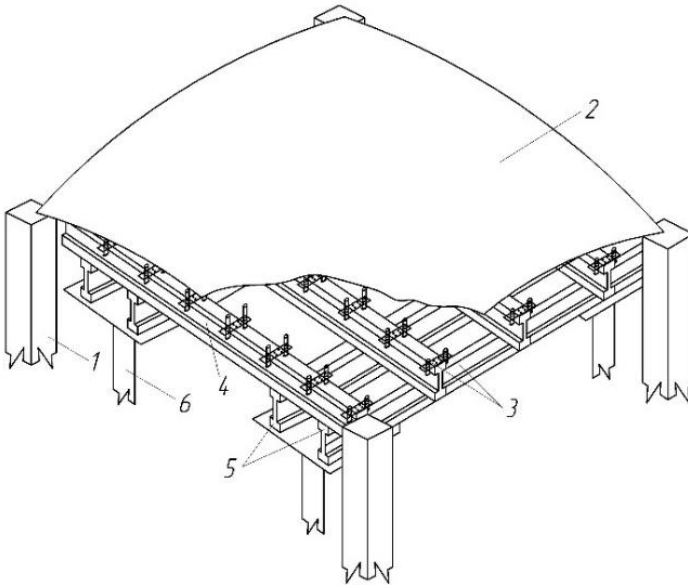


Рис. 3. Загальний вигляд опалубки

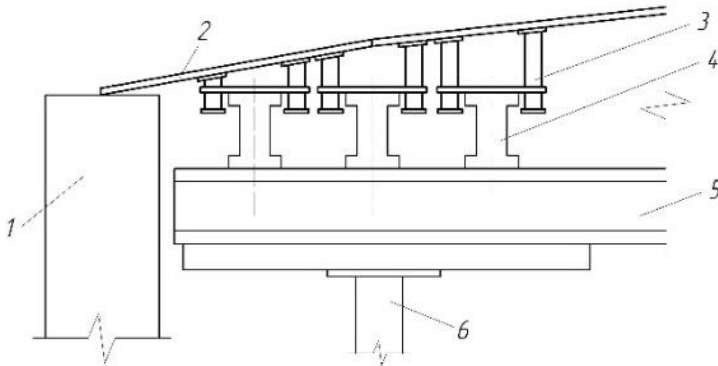


Рис. 4. Фрагмент поздовжнього розрізу опалубки:  
1 – колона; 2 – щити опалубки; 3 – регульовані дистанцери;  
4 – поперечні балки; 5 – поздовжні балки; 6 – стійки

**Особливістю укладання арматури** є не тільки забезпечення товщини захисного шару бетону. Також, в залежності від розмірів плити та висоти зворотного вигину, постає проблема повторення арматурою геометрії вигину. Арматуру можна гнути у відповідності зі зворотним вигином, а краще розрізати на шматки і ними апроксимувати зворотний вигин. В місцях розташування колон, діафрагм жорсткості та шахт ліфтів виконується додаткове армування для підвищення міцності та жорсткості стиків.

**Особливість розрахунку та формування зворотного вигину** плит зі зворотним вигином полягає в необхідності розгляду деталей їх напружено-деформованого стану. Відомі попередні розрахунки плит з вигином базувались на простих формулах опору матеріалів. Такі розрахунки не дозволяють виявити особливості роботи плит та оптимізувати їх геометрію. Вирішення подібних задач можливе при використанні спеціалізованих засобів розрахунку. До них відноситься теорія товстих пластин та оболонок [4], розроблена авторами на кафедрі будівельних конструкцій в Черкаському державному технологічному університеті.

Складовою частиною спеціалізованої теорії розрахунку є потужний програмний комплекс «INTEGRAL-SV», на який отримане авторське свідоцтво [11]. Комплекс дозволяє розраховувати напружено-деформований стан просторових тіл з

контролем точності та збіжності чисельного процесу. Для плит це означає виявлення деталей напружено-деформованого стану (рис.5,6), тобто можливість оптимізації їхнього вигину, товщини та кількості армування.

Головною особливістю плит зі зворотним вигином є те, що формування зворотного вигину нижньої поверхні плити відбувається безпосередньо на будівельному майданчику.

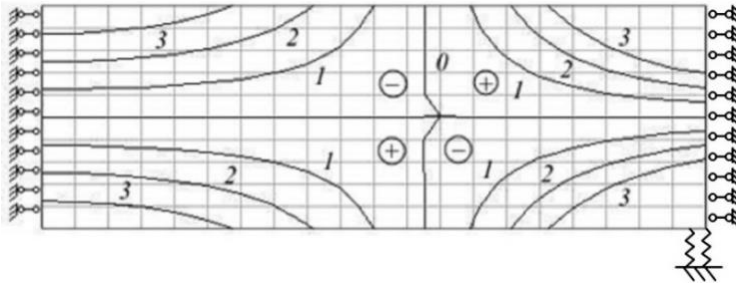


Рис. 5. Ізолінії нормального напруження  $\sigma_x$  для плоскої плити перекриття з затисненим краєм, МПа

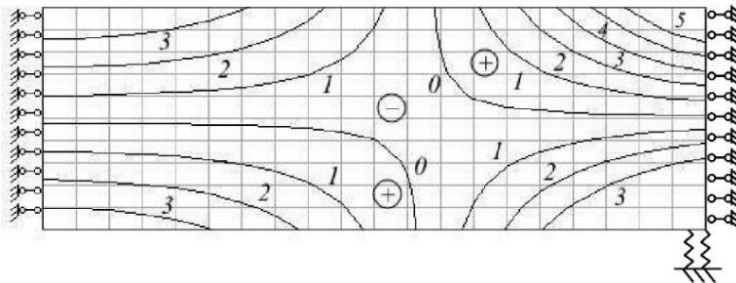


Рис. 6. Ізолінії нормального напруження  $\sigma_x$  для плити зі зворотним вигином з затисненим краєм, МПа

Ефективність плит зі зворотним вигином забезпечується оптимізацією геометричних параметрів плит за рахунок застосування сучасних засобів розрахунку, використання регульованих дистанцерів для формування вигину та розробленої технології облаштування плит.

Використання плит перекриття зі зворотним вигином в практичному будівництві дозволить зекономити значну кількість бетону та арматури – підвищити ефективність будівництва.

1. Гольшев А.Б. и другие. Проектирование железобетонных конструкций. Киев Будвельник, 1985, 495 с.

2. Кихья Абдул Хамид. Исследование возможности уменьшения толщины железобетонных плит конструктивным способом // Бетон и железобетон в Украине. – 2009. – Вып. 48. – С. 18–24.

3. Анпилов С. М. Здания с эффективным монолитным безбалочным каркасом. Экспериментальные и теоретические исследования, методы расчета и возведения: Дис. ... д-ра техн. наук. – Самара: РГБ, 2006. – (Из фондов Российской Государственной Библиотеки).

4. Чибіряков В. К., Смоляр А. М. Теорія товстих пластин та оболонок: Монографія. – Черкаси: ЧДТУ, 2002. – 160 с.

5. Чибіряков В. К., Смоляр А. М., Мірошкіна І. В. Узагальнення методу скінчених інтегральних перетворень на розв'язання задачі теорії пружності для дискретно-неоднорідних сферичних оболонок. – Черкаси: Черкаський інж.-технол. ін-т, 1996. – 12 с.

6. Векуа И. Н. Теория тонких пологих оболочек переменной толщины. – Тбилиси: Мецниереба, 1965. – 104 с.

7. Годунов С. К. О численном решении краевых задач для систем линейных обыкновенных дифференциальных уравнений // Успехи математических наук. – 1961. – 16, Вып. 3. – С. 171–174.

8. Smolyar A.M., Miroshkina I.V., Yurchenko S.V. Stress-strain state of zero-deflection plates // Materials Science. – 2015. – Vol.51. – No. 2. – pp. 276-280.

9. Смоляр А.М., Юрченко С.В. Опалубка з регульованим будівельним підйомом. Патент 94455 Україна, МПК E04G 11/04. – №u201406581; Заявл. 12.06.2014; Опубл. 10.11.2014, Бюл. №21. – 2 с.

10. Смоляр А.М., Мірошкіна І.В., Юрченко С.В., Кихья А.А. Облаштування залізобетонної плити перекриття зі зворотним вигином. Патент № а 2017 00640.

11. Смоляр А.М., Мірошкіна І.В., Юрченко С.В. Комп'ютерна програма «INTEGRAL-SV». Свідоцтво про реєстрацію авторського права на твір № 71449 від 14.04.2017.



**ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ  
ЕЛЕМЕНТІВ МЕТОДОМ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**NUMERICAL MODELING OF COMPOSITE ELEMENTS BY  
FINITE ELEMENTS METHOD**

Стороженко Л.І., д.т.н., проф., Семко П.О., к.т.н., с.н.с.,  
Єфіменко О.І., асп. (Полтавський національний технічний університет  
імені Юрія Кондратюка)

Storozhenko L.I., DSc in engineering, professor, Semko P.O., Ph.D.,  
Senior researcher, Yefimenko O.I., postgraduate student (Poltava National  
Technical Yuri Kondratyuk University).

У статті представлені результати чисельного моделювання сталезалізобетонних елементів. Для всіх досліджуваних зразків, які були попередньо випробувані експериментально, були створені ідентичні реальним математичні моделі для яких була визначена несуча здатність та проаналізовано напружено-деформований стан.

This paper deals with results of numerical modeling of composite elements. The purpose of the work was comparing the data obtained by the numerical method with the results of experimental studies of steel reinforced concrete elements. The structures of length 1000 mm, 1700 mm, 2400 mm with a cross section of 100x100 mm were investigated. The cross-section represents two metal sheets, which are connected by reinforcing rod and a concrete core. For all investigated samples that were previously tested experimentally, identical real mathematical models were created for which with the help of numerical simulation in the software complex SCAD Soft, the bearing capacity and stress-strain state were investigated and analyzed.

The conducted analysis of the research using the finite element method showed that the construction of the finite element model must begin with the idealization of the design which includes the definition of the size and types of the finite element.

For studies it was accepted to model the metal component of a finite element of the "plate-shell" type, and the concrete component of a finite element of the type "volume prismatic".

The simulation results indicate that the pattern of deformation of simulated structures coincides with similar deformed patterns of experimental samples.

With increasing load in the average section as a result of accumulation of plastic deformations a plastic hinge was formed, therefore, for a more precise modeling it is necessary to take into account the influence of plastic deformations.

The results of the simulation of steel reinforced concrete constructions reinforced with sheets using the finite element method compared with the values of bearing capacity obtained by experimental tests differ by 5.7-9.9%, which is a satisfactory result, and confirms the possibility of a partial replacement of field studies by numerical.

Ключові слова: сталезалізобетонні елементи, несуча здатність, чисельне моделювання

Keywords: composite elements, bearing capacity, numerical modeling

В останні роки із значним розвитком доступності та зростанням можливостей персональних комп'ютерів для науковців відкрилися фактично необмежені можливості моделювання, розрахунку і проектування будівельних конструкцій за допомогою САПР (Систем Автоматизованого Проектування). На сьогодні існує значна кількість закордонних програмних комплексів створених для вирішення різноманітних інженерних завдань: розрахунку, аналізу та моделювання фізичних процесів, найбільш відомі серед них ABAQUS, ANSYS, ESAComp, Femap, CAE Fidesys, HyperWorks, Moldex3D, NX Nastran та вітчизняних – SCAD Soft, Lira.

Сталезалізобетонні конструкції, являючи собою ефективне поєднання сталі та бетону або залізобетону активно досліджуються протягом останніх 40-50 років, що знайшло своє відображення у роботах Стороженка Л.І. [1], Лопатто А. Е. [2], Fan А. [3], Thai Н. Т. [4], Morino S. [5], Liang Q. Q. [6], Schneider S.P. [7], Zhao X.L. [8].

Особливостям чисельного моделювання методом скінченних елементів присвячені праці Ричкова С.П. [9] та моделюванню сталезалізобетонних конструкцій Семка П.О. [10].

Метою роботи було порівняння даних отриманих чисельним методом із результатами експериментальних досліджень сталезалізобетонних елементів.

Розрахунки проводились за допомогою програмного комплексу SCAD Office 11.3. Для моделювання обрана конструкція розмірами аналогічними тим, що були попередньо досліджені експериментально. Досліджувались конструкції довжиною 1000мм, 1700мм, 2400мм із поперечним перерізом 100х100мм (рис. 1). Поперечний переріз являє собою два металевих листи, що об'єднані арматурними стрижнями та бетонного ядра. Всі компоненти перерізу працювали сумісно, як показали експериментальні дослідження. Тому з'єднання металевих та бетонних елементів було обрано як жорстке. Моделювання металеві складові було проведено за допомогою скінченного елемента «оболонка» товщиною 4мм та розміром 30х40мм, бетонне ядро моделювалось об'ємними «призматичними» елементами розмірами 30х30х40.

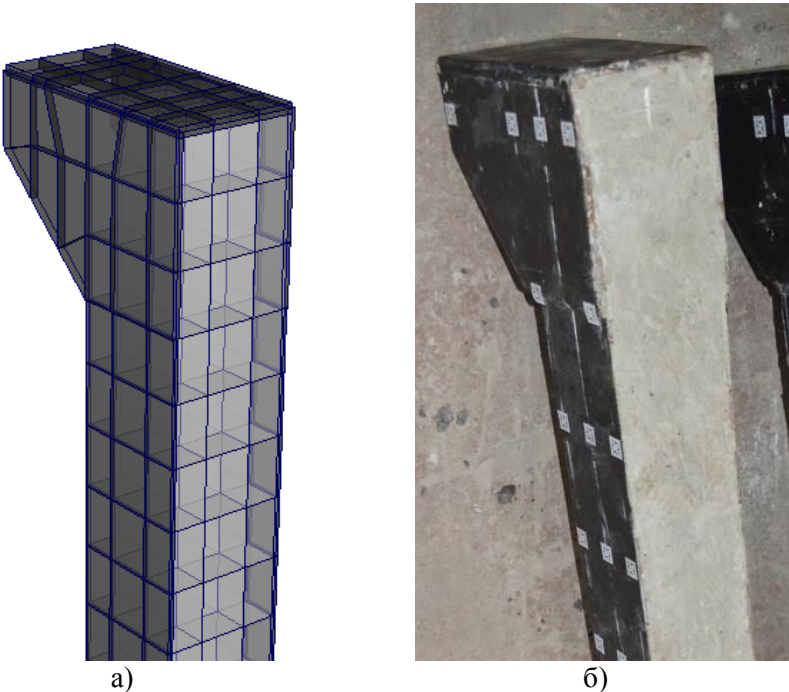


Рис. 1. Математична модель (а) та фото експериментального зразка (б)

Опорні ребра моделювались у відповідності до експериментальних зразків «оболонками» товщиною 6 мм. Опорна пластина – «оболонками» товщиною 8 мм.

Розрахункова схема визначена, як система загального виду, основні невідомі представлені лінійними переміщеннями вузлів уздовж осей X, Y, Z і поворотами навколо цих осей.

Обчислені значення лінійних переміщень і поворотів вузлів від завантажень представлені в таблиці результатів розрахунку.



Рис. 2. Модель завантажена з ексцентриситетом 50 мм

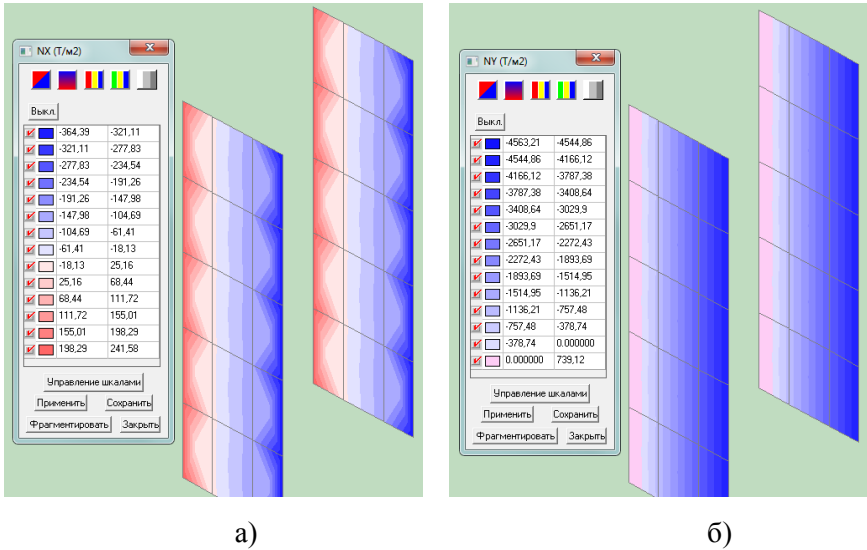


Рис. 5. Напруження в металі, в середині елемента –  
 а)  $N_x$ , т/м<sup>2</sup>; б)  $N_y$ , т/м<sup>2</sup>;

Правило знаків для переміщень було прийнято таким, що лінійні переміщення позитивні, якщо вони спрямовані убік зростання відповідної координати, а кути повороту позитивні, якщо вони відповідають правилу правого гвинта (при погляді від кінця відповідної осі до її початку рух відбувається проти годинникової стрілки).

Розглянемо моделювання на прикладі зразка висотою 1700 мм із ексцентриситетом прикладення навантаження 50 мм. На рисунку 2 показано порівняння деформованої схеми конструкції з аналогічним експериментальним зразком. Характерним є те що конструкції мають схожу схему деформування. Зі зростанням навантаження в середньому перерізі в результаті накопичення пластичних деформацій утворився пластичний шарнір.

На етапі коли деформації найбільш стиснутої фібри елемента не перевищували межу плинності металу розбіжність результатів становила 9,4%. За рахунок збільшення зусилля та накопичення пластичних деформацій значення деформацій конструкції в відзнялись від моделі на 14,8%.

Таблиця 1

Значення розрахунків несучої здатності за результатами моделювання методом скінченних елементів

Серія зразка	Довжина, L, мм	Ексц. $e_0$ , мм	Експ. несуча здатність, N1, кН	Значення за МСЕ, кН	Відхилення, %
СБ-ПД-10-1	1000	0	238	215	9,8
СБ-ПД-10-2	1000	25	154	143	7,1
СБ-ПД-10-3	1000	50	105	99	5,7
СБ-ПД-17-1	1700	0	234	219	6,6
СБ-ПД-17-2	1700	25	144	136	5,6
СБ-ПД-17-3	1700	50	93	84	9,4
СБ-ПД-24-1	2400	0	211	194	8,0
СБ-ПД-24-2	2400	25	148	133	9,9
СБ-ПД-24-3	2400	50	102	96	6,1

Результуючі значення розрахунків несучої здатності за результатами моделювання методом скінченних елементів та експериментальні значення несучої здатності для всіх дослідних зразків наведені в таблиці 1.

Результати проведеного моделювання сталезалізобетонних стрижневих конструкцій армованих листами за допомогою методу скінченних елементів порівняно із значеннями несучої здатності отриманими за допомогою експериментальних випробувань відрізняються на 5,7-9,9%, що є задовільними результатом, та підтверджує можливість часткової заміни натурних досліджень чисельними.

1. Проведений аналіз досліджень за допомогою методу скінченних елементів показав, що побудову кінцево-елементної моделі необхідно розпочати з ідеалізації конструкції, що включає в себе визначення розмірів і типів кінцевого елемента.

2. Для досліджень було прийнято моделювати металеву складову скінченним елементом типу «пластина-оболонка», а бетонну складову скінченним елементом типу «об'ємний призматичний».

3. Результати моделювання свідчать, що характер деформування змодельованих конструкцій співпадає з аналогічними деформованими схемами експериментальних зразків.

4. Різниця між несучою здатністю отриманою за допомогою математичного моделювання та експериментальних досліджень коливалась у межах 5,7-9,9%.

5. Зі зростанням навантаження в середньому перерізі в результаті накопичення пластичних деформацій утворився пластичний шарнір, отже для більш чіткого моделювання необхідно враховувати вплив пластичних деформацій.

1. Стороженко Л. И. Трубобетонные конструкции – К.: Будівельник, 1978. – 82 с.

2. Лопатко А. Э. О свойствах бетона, твердеющего в замкнутой обойме и жесткости трубобетонных элементов Строительные конструкции. – К.: Будівельник, 1973. – Вип. 11. – С. 232 – 234.

3. Fan A. Concrete-filled steel tubes subjected to axial compression and lateral cyclic loads Journal of Structural Engineering, 2004. – 130 (4). – P. 631 – 640.

4. Thai H. T. Behavior of bolted endplate composite joints to square and circular CFST columns Journal of constructional Steel Research. – 2017. – Vol. 131. – P. 68 – 82.

5. Morino S. Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column on Japan Earthquake Engineering and Engineering Seismology. – 2002. – Vol. 4. No. 1. – P. 51 – 73.

6. Liang Q. Q. Nonlinear analysis of axially loaded circular concrete filled stainless steel tubular short columns Journal of constructional Steel Research. – 2014. – Vol 101. – P. 9 – 18.

7. Schneider S.P. The Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column Frames 13th World Conference on Earthquake Engineering. – Vancouver, B.C., Canada. – Paper No. 252. – 2004.

8. Zhao X.L. Cold-Formed Tubular Members and Connections Elsevier Science Pty Ltd, Oxford, UK. – 2005. – 241 p.

9. Рычков С. П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran – М.: ДМК Прес, 2013. – 784 с.

10. Семко П. О. Чисельне моделювання трубобетонних колон із рознімними стиками методом скінченних елементів Зб. наук. праць Укр. держ. ун-ту залізнич. трансп. – Харків: УкрДузт, 2017. – Вип. 172. – С. 65 – 72.

**ЕФЕКТИВНІ ГАЛУЗІ ЗАСТОСУВАННЯ  
СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ**

**EFFECTIVE APPLICATION AREAS OF FIBRE REINFORCED  
CONCRETE**

**Сунак П.О., к.т.н., доц., Синій С.В., к.т.н., доц., Мельник Ю.А.,  
к.т.н., Парасюк Б.О. (Луцький національний технічний університет)**

**Sunak P. O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Synii S. V.,  
Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Melnyk J. A., Ph.D. in  
Engineering, Parasyuk B. O. (Lutsk National Technical University)**

Проаналізовано основні галузі ефективного застосування сталевібробетону. Доведено актуальність питання удосконалення методів розрахунку сталевібробетонних конструкцій з урахуванням специфіки цього матеріалу та розробки рекомендацій для їх проектування.

Nowadays, scientists and researchers have obtained many experimental results, which characterize the strength and deformation properties of fine-grained concrete, steel fibers and fibre reinforced concrete.

The inclusion of fibers into the concrete mix in the process of manufacturing it changes the nature of fragile concrete materials. It become more deformable, it is better resistant to stretching, rubbing, impact and other influences. Accordingly, fibre reinforced concrete has a number of advantages over conventional reinforced concrete. Namely, increased crack-resistance, viscosity and elasticity, greater endurance to vibration and shock loads, better resists abrasion and high temperatures.

The advantages of fibre reinforced concrete allow it in many constructions, buildings and structures.

The fibre reinforced concrete is expedient to use for thin-walled coatings, for wall enclosing elements, for elements that operate in a volumetric stress-strain state, in prestressed structures in order to increase the anchoring of the fittings, in engineering facilities, for floors of industrial buildings, in foundations for technological equipment, in



nuclear and thermal power stations for protective screens, in breakwaters, to strengthen structures and so on.

The article analyzes the main fields of effective use of steel fiber reinforced concrete. The urgency of the issue of improvement methods of calculating fibre reinforced concrete structures is substantiated. Taking into account the specifics of this material and the need to develop recommendations for their design.

Ключові слова: сталеві фібробетон, бетон, фібра, міцність  
Keywords: fibre reinforced concrete, concrete, fiber, strength

На сьогоднішній день науковцями та дослідниками отримано багато експериментальних результатів, що характеризують міцнісні та деформативні властивості дрібнозернистого бетону, сталеві фібри та сталеві фібробетону.

Включення фібр в бетонну суміш в процесі її виготовлення змінює природу крихких бетонних матеріалів. Вони стають більш деформативними, краще чинять опір розтягуванню, стиранню, удару та іншим впливам. У зв'язку з цим сталеві фібробетон має низку переваг над звичайним залізобетоном – підвищену тріщиностійкість, в'язкість і пружність, більшу витривалість на вібраційні та ударні навантаження, краще опирається стиранню і дії високих температур.

Проведений нами аналіз результатів досліджень [1-12 та ін.] показав, що наведені переваги сталеві фібробетону дозволяють його ефективно використовувати в багатьох конструкціях, будівлях та спорудах. Зокрема, сталеві фібробетон доцільно використовувати для тонкостінних конструкцій покриттів, для стінових огорожувальних елементів, для елементів, які працюють в умовах об'ємного напружено-деформованого стану, в попередньо напружених конструкціях з метою підвищення анкерування арматури, в інженерних спорудах (днища резервуарів, водовідвідні лотки тощо), для підлог виробничих будівель, в палях і фундаментах під технологічне обладнання, в атомних і теплових електростанціях для захисних екранів, хвилерізів та набережних, при підсиленні конструкцій тощо.

Експериментальні роботи авторів [2, 3, 5], а також чисельні експериментальні дослідження проведені в провідних науково-дослідних інститутах показали, що сталеві фібробетон ефективно

використовувати в плитах, в балках і ребрах, в колонах та стояках, в стінових конструкціях, в інженерних спорудах.

При товщині до 70 мм сталеві фібробетонні плити за міцністю не поступаються перед залізобетонними, економічніші за витратою сталі та бетону і мають меншу масу. Зі зменшенням товщини відносна міцність залізобетонних плит падає, а сталеві фібробетонні зростає. Автори пояснюють це тим, що захисний шар бетону складає значну частину товщини залізобетонної плити і є по суті тільки додатковим навантаженням. Приблизно 15 % розподільчої арматури орієнтовано в поперечному напрямку і на розтяг не працює. Із зменшенням товщини сталеві фібробетонні плит збільшується частка фібр, орієнтованих паралельно площині плити. Якщо товщина плити менша за довжину фібр, останні повністю орієнтуються в площині плити. Завдяки цьому особливо ефективною є робота сталеві фібробетону в тонкостінних просторових конструкціях покриттів [2].

Як показали дослідження [9, 10] міцність нормальних перерізів сталеві фібробетонних балок в зоні максимального зусилля нижча за міцність залізобетонних. Натомість, в залізобетонних балках значна кількість сталі витрачається на поперечну, монтажну та розподільчу арматуру, тоді як в сталеві фібробетонні ця арматура відсутня. Тому для розглядуваних елементів доцільно поєднувати сталеві фібробетон зі стержньовою поздовжньою арматурою. У цьому випадку сталеві фібробетон сприймає головні розтягувальні та сколювальні зусилля, замінюючи поперечні та відігнуті стержні, а його підвищена розтягуваність дозволяє зменшити ширину елемента. Після появи тріщин, завдяки орієнтації фібри у всіх напрямках вони сприймають зусилля, викликані як згинальним моментом, так і поперечною силою.

Комбіноване армування балок [10] дозволяє використати роботу сталеві фібробетону в нормальних перерізах і зменшити площу поздовжньої стержньової арматури, а при стержнях із м'якої сталі – використати їх міцнісні властивості за межею текучості внаслідок уповільненого розкриття тріщин і зменшення висоти стиснутої зони. За рахунок підвищеного зчеплення арматури зі сталеві фібробетоном можна зменшити довжину і підвищити надійність анкерування стержнів.

Результати досліджень показали, що несуча здатність нормальних перерізів комбіновано армованих сталеві фібробетонних

елементів, що працюють на згинання, вища за несучу здатність залізобетонних балок і підвищується із збільшенням довжини фібр. Жорсткість перерізів комбіновано армованих елементів підвищувалась з підвищенням відсотку фібрового армування.

Результати випробування плит 500 x 250 x 100 мм, армованих стержньовою арматурою діаметром 10 мм, відрізками дроту довжиною 25 мм, діаметром 0,3 мм та довжиною 120 мм, діаметром 1,2 мм з об'ємним відсотком армування 2%, показали збільшення несучої здатності комбіновано армованих плит на 85 і 93% у порівнянні з залізобетонними плитами. Ширина розкриття нормальних тріщин в комбіновано армованих плитах з фібровою арматурою діаметром 1,2 мм в 3 рази, а з діаметром 0,3 мм в 9 раз менша, ніж в залізобетонних. Ці результати свідчать про те, що фіброве армування значно збільшує момент тріщиноутворення, суттєво уповільнює збільшення кількості тріщин і підвищує жорсткість елементу. Відповідно прогини комбіновано армованих плит з фібрами діаметром 1,2 мм на 12 %, а з фібрами діаметром 0,3мм на 32 % менші за прогини в залізобетонних плитах.

Сопільняк А. В. [10] тривалим навантаженням випробував балки розміром 75 x 120 x 1250 мм. Балки були армовані двома плоскими зварними каркасами з поздовжньою арматурою в розтягнутій зоні діаметром 6 мм. У комбіновано армованих балках розтягнута зона підсилена шаром сталевібробетону висотою 0,29h. Досліджували повзучість бетону стиснутої зони, приріст прогинів і зміну висоти стиснутої зони в процесі навантаження, утворення і розкриття тріщин. У результаті було встановлено, що процес збільшення середніх відносних деформацій крайніх стиснутих волокон бетону і розтягнутої арматури, а також прогинів, якісно аналогічний тому, що має місце в залізобетонних елементах без шару сталевібробетону. Включення в розтягнуту зону балок шару сталевібробетону у порівнянні з залізобетонними балками підвищує момент тріщиноутворення в два рази, несучу здатність до 20%, жорсткість до 22 % і знижує коефіцієнт, що враховує нерівномірність деформацій в арматурі, на 10 – 15 %.

У колонах та стояках за умовою міцності в експлуатаційній стадії поздовжню арматуру, як правило, встановлюють конструктивно (крім випадків, коли діють значні згинальні моменти). Постановка поперечної арматури викликана наявністю поздовжньої. Стержньова арматура сприймає також зусилля, що

виникають при транспортуванні і монтажі та від усадки бетону і випадкових ексцентриситетів. Перелічені вище функції стержньової арматури автори досліджень [10, 11] рекомендують замінити за рахунок застосування сталевібробетону або комбінації його зі стержнями. Іде мова також про можливість виготовлення тонкостінних конструкцій, що працюють на стискання, наприклад колон двотаврового або кільцевого перерізів. Маса таких елементів менша за масу суцільних, а міцність – рівноцінна. За рахунок застосування сталевібробетону в таких конструкціях економлять бетон і частково стержньову арматуру.

Експериментальні дослідження фрагментів сталевібробетонних стінових панелей житлових будівель показали, що ознак руйнування плит та в'язів не було. Прогини зразків були пропорційні зусиллям на всіх етапах завантаження і не перевищували нормативних вимог. Підвищена в'язкість та розтягуваність сталевібробетону при згині веде до збільшення деформацій без розшарування, що дає можливість використовувати його в конструкціях, які сприймають сейсмічні та ударні навантаження.

Про застосування сталевібробетону для зведення монолітних днищ та стінок каналізаційних відстійників, бункерів, силосів і резервуарів відмічено в роботах [5, 6, 12]. У таких конструкціях економічний ефект отримують за рахунок зниження матеріаломісткості, вартості та працевтрат, за рахунок спрощення арматурних робіт, виключення значної частини стержньової арматури та суміщення процесів армування та бетонування. При такому використанні, підвищується опір стінок місткостей, футерованих сталевібробетоном, стиранню при руху продукту зберігання.

Враховуючи підвищений опір сталевібробетону проти впливів навколишнього середовища (нагрівання, заморожування та розморожування, тиск води, агресивність середовища), його можна успішно використовувати для виготовлення збірних лотків іригаційних систем та гідротехнічних споруд, труб (особливо центрифугованих), акведуків тощо [5, 6, 9 та ін.].

Крічевський С. А. [2] показав, що торкретсталевібробетонне покриття ефективно для підсилення залізобетонних балок. Воно дозволяє збільшити їх жорсткість і тріщиностійкість більш ніж у двічі, а міцність балок у середньому на 35 %. Найбільш ефективним

способом підсилення залізобетонних балок є сталеві фібробетонна обойма.

Закордонний та вітчизняний досвід показує, що сталеві фібробетон раціонально використовувати для покриття доріг, злітних смуг аеродромів, проїзних частин мостів та шляхопроводів [8 та ін.]. Позитивний ефект при цьому досягається за рахунок високої в'язкості сталеві фібробетону, підвищеного опору зсуву та стиранню, а також можливості суміщення армування та укладання бетону в один процес.

Зважаючи на широке поширення за останні десятиліття сфер використання матеріалів та конструкцій на основі сталеві фібробетону, наведені вище приклади далеко не в повній мірі показують, де і в яких конструкціях ефективно використовувати цей матеріал. Наприклад, дослідження показали, що сталеві фібробетон можна успішно використовувати у фортифікаційних спорудах, при будівництві хвилерізів, набережних, реконструкції будівель та підсиленні існуючих конструкцій, в малих архітектурних формах та декоративних виробках.

Також, на нашу думку, сучасний стрімкий розвиток перспективних 3-D технологій будівельного виробництва надає важливі переваги сталеві фібробетону, як більш доступнішому для впровадження виробничих процесів автоматизованого друкування залізобетонних конструкцій будівель та споруд за допомогою будівельних 3-D принтерів.

Таким чином, сталеві фібробетон можна рекомендувати для широкого впровадження у практику будівництва там, де його використання є ефективним. Тому актуальними постають питання удосконалення методів розрахунку сталеві фібробетонних конструкцій з урахуванням специфіки цього матеріалу та розробки рекомендацій для їх проектування.

1. Зятюк Ю. Ю. Исследование деформационных характеристик фибробетона со стальной фиброй // Ю. Ю. Зятюк / Весник Беларуска-Россійскаго университета, УПКП МЭУП - №3 (52) Могилев – 2016. – с. 160-168 2. Кричевский С. А. Прочность, деформативность и трещиностойкость торкретсталеві фібробетонных покрытий железобетонных балок: Диссертация на соискание научной степени кандидата технических наук. – Киев, 1996. – 152 с. 3. Лысенко Е. Ф., Гетун Г. В. Проектирование сталеві фібробетонных конструкций [Текст] // Е. Ф.

Лысенко, Г. В. Гетун. - Киев, 1989. – 184 с. **4.** Семенюк С. Д. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружении: монография / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Москалькова. - Могилев: Беларус.-Рос. ун-т, 2017. - 274 с. **5.** Сунак О. П. Прочность, трещиностойкость и деформативность нормальных сечений изгибаемых комбинированно армированных сталефибробетонных элементов: Диссертация на соискание научной степени кандидата технических наук: 05.23.01. - Киев, 1986. – 175 с. **6.** Сунак П.О., Сунак О.П. Оцінювання надійності сталефібробетонних елементів. Монографія // П.О. Сунак, О.П. Сунак. - Луцьк: ЛДТУ, 2001. – 142с. **7.** Сунак П. О. Дослідження методів визначення надійності позacentрово стиснутих сталефібробетонних елементів / П. О. Сунак, С. В. Синій, Ю. А. Мельник, Б. О. Парасюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: зб. наук. праць – Луцьк: Луцький НТУ, 2017. – Вип. 7. - С. 245-251. **8.** Сунак П. О. Исследование изменчивости кубиковой прочности сталефибробетона [Текст] / П. О. Сунак, С. В. Синий, О. П. Сунак, Ю. А. Мельник // Строительство и восстановление искусственных сооружений: материалы IV Междунар. науч.-практ. конф. В 2 ч. Ч. 1 (Гомель, БелГУТ, 23-24 апреля 2015 г.). – Гомель: БелГУТ, 2015. – С. 61-65. **9.** Соломин В.И. Диссертация на соискание научной степени кандидата технических наук: 05.23.01. - Киев, 1979. – 140 с. **10.** Сопильняк А.В. напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных комбинировано армированных элементов при кратковременном и длительном действии нагрузки: Диссертация на соискание научной степени кандидата технических наук: 05.23.01.-Киев, 1983. – 150 с. **11.** Эйзеншmidt Р. О. Деформативность изгибаемых сталефибробетонных балок, имеющих фибровое и комбинированное армирование при длительном действии нагрузки: Диссертация на соискание научной степени кандидата технических наук: 05.23.01. - Рига, РПИ, 1983. – 168 с. **12.** Бабич Є.М., Андрійчук О.В. Про доцільність використання сталефібробетону для виготовлення безнапірних труб / Є.М. Бабич, О.В. Андрійчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць – Рівне: НУВГП, 2009. – Випуск 18. – С. 119 – 126.

УДК 625.8

**ВИЗНАЧЕННЯ ГЛИБИНИ ПРОНИКНЕННЯ ГОЛКИ  
(ПЕНЕТРАЦІЇ) МОДИФІКОВАНИХ БІТУМІВ**

**DETERMINATION OF THE LUBRICATES OF PULLING  
(PENETRATION) OF MODIFIED BITUMES**

Талах Л.О., к.т.н., доц., Корева О.О., студент, Шимчук О.П., к.т.н., доц., Андрійчук О.В., к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет)

Talakh L.O., Ph.D. in Engineering, Coreva O.O., student, Shymchuk O.P., Ph.D. in Engineering, Andriichuk O.V., Ph.D. in Engineering (Lutsk National Technical University)

Наведено результати експериментальних досліджень визначення глибини проникнення голки (пенетрації) дорожніх бітумів, модифікованих полімерно-активними добавками Kraton D, Calprene C-411, Calprene C-501 і восковою добавкою Sasobit.

The growth of the share of large-sized vehicles on Ukrainian highways requires strengthening of the carrying capacity of road clothing in general and of asphalt concrete in particular. Under the influence of precipitation in road asphalt concrete coatings there is a breakdown in the form of peeling, extinction, potholes. The reason for such behavior of road asphalt concrete under conditions of influence of water, temperature and movement of vehicles is the displacement of bitumen film with water from the surface of mineral constituents of asphalt concrete.

In these conditions, the use of modified bitumen can significantly increase the strength of asphalt concrete at high temperatures and at the same time ensure its high resistance to cracks in the winter.

The purpose and tasks of the research was to analyze the feasibility of using modified bitumen for road wear and to determine the effective way of introducing additives to its composition to improve the physical and mechanical properties aimed at increasing the durability of asphalt concrete coatings.

To study the properties of bitumen and modified bitumen, the standard methods adopted for the study of bitumen and modified bitumen were used.

As a result of the research, the results of the physical and mechanical properties of bitumen modified by the additives Kraton D1101, Calprene C-411, Calprene C-501 and Sasobit were obtained and to determine the effective method of introducing additives to its composition aimed at increasing the durability of asphalt concrete coatings.

The results of experimental researches of determination of depth of penetration of a needle (penetration) of road bitumen, modified by polymeric-active additives Kraton D, Calprene C-411, Calprene C-501 and waxy additive Sasobit are given.

Ключові слова: бітум, модифікований бітум, добавка, пенетрація

Keywords: bitumen, modified bitumen, additive, penetration

Приріст частки великогабаритних транспортних засобів на автомобільних дорогах України вимагає посилення несучої здатності дорожнього одягу в цілому і асфальтобетонного покриття особливо. Під впливом опадів у дорожніх асфальтобетонних покриттях виникають руйнування у вигляді лущення, викришування, вибоїн.

Причиною такої поведінки дорожнього асфальтобетону в умовах впливу води, температури і руху транспортних засобів є зміщення плівки бітуму водою з поверхні мінеральних складових асфальтобетону.

В цих умовах використання модифікованих бітумів дозволяє значно збільшити міцність асфальтобетону при високих температурах та забезпечити одночасно достатньо високу його стійкість проти тріщиноутворення взимку.

Традиційні матеріали не можуть забезпечити такі показники властивостей асфальтобетону, що задовольняли б вимогам сучасного дорожнього руху. В цих умовах використання бітумів, модифікованих полімерами, дозволяє значно збільшити міцність асфальтобетону при високих температурах та забезпечити одночасно достатньо високу його стійкість проти тріщиноутворення взимку.

Ефективність дії цих добавок визначають переважно з використанням методів визначення адгезійних властивостей бітумів.



Вміст добавки полімеру в бітумі призначають з врахуванням декількох факторів: необхідності отримання в'язучого із заданими пенетрацією та температурою крихкості; забезпечення стабільності складу та властивостей модифікованого в'язучого при технологічному зберіганні; вартості кінцевого продукту.

За вихідну сировину був взятий бітум Кременчуцького НПЗ марки БНД 90/130 і бітум Мозирського НПЗ (Білорусь) марки 60/90. Полімерно активні добавки Kraton D, Calprene і воскова добавка Sasobit. Процентний вміст в'язучого складав 2% і 3%.

Kraton D (виробник Польща) – чистий лінійний блок-сополімер на основі стиролу і бутадієну. Вміст стиролу 31 %.

Calprene (виробництво компанії Dynasol (Іспанія)) – лінійний блок-сополімер на основі стиролу і бутадієну.

Sasobit (виробництво Sasol Wax, Південно африканська республіка) – це синтетичний парафіновий віск, кристалічний аліфатичних вуглеводень, який отримується при газифікації вугілля в процесі синтезу Фішера-Тропша (ФТ).

Випробування бітумів та модифікованих бітумів проводили згідно методик [1].

Випробуванням бітумів передують їх обезводнювання обережним нагріванням до температури на 80–100 °С вище температури розм'якшення, але не вище 180 °С та не нижче 120 °С.

Традиційно вважається, що глибина проникності голки характеризує умовну в'язкість бітумів. В той же час цей показник тісно пов'язаний з когезією бітумів. Чим більше значення пенетрації, тим менша в'язкість бітуму, тим більша його когезія у відповідних умовах випробування.

Пенетрацію визначали шляхом вимірювання глибини занурення голки пенетрометра в зразок бітуму під навантаженням  $(100 \pm 0,25)$  г на протязі 5 с при температурі 25°C або під навантаженням 200 г протягом 60 с при 0°C. Показник глибини проникності голки є одним із вагомих при визначенні марки бітуму.

Для визначення глибини проникнення голки використовували класичний пенетрометр.

Результати випробувань наведено в табл. 1.1 і 1.2.

Таблиця 1.1

Результати випробувань бітуму з добавками Kraton D, Calprene C-411, Calprene C-501 і Sasobit при 25 °С

Склад в'язучого	Марка вхідного бітуму	Вміст модифікатора, %	P <sub>25</sub> , 0,1 мм			
			Випробування 1	Випробування 2	Випробування 3	Середнє значення
Кременчуцький НПЗ	БНД 90/130	-	105	106	103	104,7
Мозирський НПЗ	БНД 60/90	-	86	86	85	85,7
БНД+КР (Kraton)	БНД 90/130	2	68	65	63,5	65,5
	БНД 90/130	3	85	82	83	83,3
БНД+Calprene C-411	БНД 90/130	2	72	70	71	71
	БНД 90/130	3	80	83	81	81,3
БНД+Calprene C-501	БНД 90/130	2	56	55	55	55,3
	БНД 90/130	3	46	44	50	46,7
БНД+Sasobit	БНД 90/130	2	67	64	68	66,3
	БНД 90/130	3	44	40	46	43,3

**Таблиця 1.2**

Результати випробувань бітуму з добавками Kraton D, Calprene C-411, Calprene C-501 і Sasobit при 0 °С

Склад в'язучого	Марка вхідного бітуму	Вміст модифікатора, %	П <sub>0</sub> , 0,1 мм			
			Випробування 1	Випробування 2	Випробування 3	Середнє значення
Кременчуцький НПЗ	БНД 90/130	-	16	15	18	16,3
Мозирський НПЗ	БНД 60/90	-	15	18	14	15,7
БНД+КР (Kraton)	БНД 90/130	2	23	21	21	21,7
	БНД 90/130	3	17	18	19	18
БНД+Calprene C-411	БНД 90/130	2	20	21	20	20,3
	БНД 90/130	3	19	21	23	21
БНД+Calprene C-501	БНД 90/130	2	19	20	20	19,7
	БНД 90/130	3	21	23	24	22,7
БНД+Sasobit	БНД 90/130	2	17	18	14	16,3
	БНД 90/130	3	14	15	13	14

## **Висновки**

1. Введення полімерів Calprene C-411 та Calprene C-501 збільшує в'язкість бітумів (пенетрація при 25 °С знижується на 25-35×0,1 мм). Враховуючи це, вихідний бітум для модифікації повинен мати пенетрацію при 25 °С не нижче 90×0,1 мм, але при 0 °С – пенетрація дещо занижена.

2. При введенні добавки Sasobit досить помітно підвищується в'язкість бітуму (в залежності від виду бітуму та вмісту добавки пенетрація бітуму за температури 25 °С знижується на 30-60×0,1 мм).

3. Введення у бітум Kraton D підвищує в'язкість. Пенетрація бітуму за температури 25 °С знижується на 20-30×0,1 мм, але при 0 °С – пенетрація дещо занижена.

## **Список використаної літератури**

1. Бітумы нефтяные Метод определения глубины проникания иглы (с Изменениями N 1, 2, 3, 4) (Бітуми нафтові. Метод визначення глибини проникнення голки) – ГОСТ 11501-78. 2. Будівельні матеріали. Бітуми дорожні, модифіковані полімерами. Технічні умови – ДСТУ Б В.2.7-135:2007. — К.: Держбуд України, 2007 – 32 с.

УДК 330.131.5

**ДОСЛІДЖЕННЯ СУЧАСНИХ МЕТОДІВ РЕАЛІЗАЦІЇ  
БУДІВЕЛЬНИХ ПРОЕКТІВ**

**STUDIES OF CURRENT PROJECT DELIVERY METHODS IN  
BUILDING**

**Трач Р.В., к.е.н., (Варшавський університет природничих наук, Польща, Варшава)**

**Roman Trach, PhD in Economics, (Warsaw University of Life Sciences, Warsaw, Poland)**

В статті досліджено ефективність застосування методу інтегрованої реалізації будівельних проектів у порівнянні з традиційними методами за рахунок ранньої участі та більш тісної співпраці ключових учасників.

The research analyzes the core, characteristics and principles of the Integrated Project Delivery (IPD) and establishes the connection between it and the traditional project delivery methods. The IPD accumulates some of their special features and becomes the next stage in the evolution of the construction industry. One of the main characteristics of the IPD is an early involvement of key participants, based on the following principles: early involvement, early goal definition, intensified planning, and organization and leadership. The aim of the research is to compare the effectiveness of the traditional project delivery methods and the IPD by the criterion of the total cost for project modification.

Ключові слова: метод інтегрованої реалізації, рання участь, IPD, будівельний проект

Keywords: Integrated Project Delivery, early involvement, IPD, construction project

Протягом останніх років науковці у різних країнах світу активно обговорюють перспективи використання сучасного методу інтегрованої реалізації будівельних проектів - Integrated Project Delivery (IPD). Інтегрована команда учасників проекту, що

формується на ранньому етапі повинна включати в себе інвестора, замовника, проектанта, архітектора, генерального підрядника, субпідрядників, а також основних постачальників та має на меті використання сукупного експертного досвіду для вибору найбільш оптимальних проектних рішень.

Питання співпраці та інтеграції під час реалізації будівельного проекту досить давно цікавило науковців. Так, Д. Мосей [1] нагадує, що розділення етапів проектування та будівництва було ідентифіковано як проблема ще в 1962 році. Зокрема, в урядових галузевих звітах у Великобританії було припущено, що методи реалізації проектів, які не включають в процес підрядників, можуть збільшувати ризики, зменшувати рівень зв'язку між учасниками проекту, викликати затримки і помилки в процесах, що може призводити до появи суперечок і претензій.

**Метою статті є** дослідження сучасних методів реалізації будівельних проектів в цілому та методу інтегрованої реалізації зокрема.

На рисунку 1 виділено три рівні інтеграції в будівництві.

Концепція інтегрованої реалізації будівельних проектів розвинулася як філософія, заснована на трьох рівнях інтеграції - інформаційній, організаційній та контрактній.

На даний час методами реалізації будівельних проектів, що найчастіше використовуються закордоном, зокрема в США є: Design-Bid-Build (DBB), Проектування - Торги - Будівництво; Design-Build (DB), Проектування - Будівництво; Construction Management at Risk (CM at Risk), Будівельне управління з ризиком.

Design-Bid-Build - метод реалізації будівельних проектів, який найчастіше використовується в США [2]. Цей метод дозволяє власнику укладати окремі контракти з проектантом і підрядником. Після завершення проектного етапу, власник проводить конкурс, на якому вибирає підрядника на будівництво. Відсутність інтеграції між проектантом і підрядником часто призводить до проблем, які розпізнаються досить пізно або взагалі не вирішуються до тих пір, поки не розпочався процес будівництва. Пізня ідентифікація проблем призводить до затримок в реалізації проекту, змін у замовленні, збільшенні витрат.

Основна причина, чому власник вибирає метод Design-Build, полягає в передачі ризика команді розробників проекту і збільшенні координації між учасниками. При виборі цього методу більша

кількість учасників, починають працювати над проектом на ранніх етапах, що підвищує рівень координації.



Рис. 1. Рівні інтеграції в будівництві

Специфікою методу Construction Manager at Risk є рання участь в реалізації проекту так званого «менеджера з будівництва», основними завданнями якого є організація і контроль витрат, мережевого графіка виконання робіт, вартості та дотримання будівельних технологій.

Проаналізувавши найпопулярніші методи реалізації проектів, можна зробити висновок, що метод інтегрованої реалізації поєднує в собі деякі з їхніх характерних особливостей і стає наступним етапом еволюції в організації процесу будівництва. Наприклад, з методу DB метод інтегрованої реалізації «отримав» проектно-конструкторські підрозділи, які забезпечують більшу координацію й інтеграцію під час реалізації проекту. У свою чергу, метод CM at Risk передбачає більш ранню участь на початкових етапах реалізації проекту зацікавлених сторін.

Одна з причин запровадження методу інтегрованої реалізації в будівельній галузі, полягає в тому, що традиційні методи реалізації

проектів «страждають через те, що успіх конкретного учасника і успіх проекту не обов'язково пов'язані» [2].

Таблиця 1

Порівняння ключових аспектів традиційного та інтегрованого методу реалізації проекту

Ключові аспекти	Традиційні методи реалізації проектів	Інтегрована реалізація проекту
Учасники	Команда зібрана за принципом «мінімально необхідних учасників». Властива фрагментованість, ієрархічність і високий рівень контролю.	Інтегрована команда, що складається з ключових учасників, зібраних на ранній стадії реалізації проекту.
Процеси	Процеси протікають лінійно і сегреговано, висока концентрація звітності. Знання і досвід збираються та накопичуються «по мірі необхідності».	Процеси відбуваються паралельно і багаторівнево. Притаманні ранній обмін знаннями та досвідом, довіра і повага зацікавлених сторін.
Ризик	Управління ризиком відбувається в ручному режимі, основне завдання - максимальна передача ризиків учасникам.	Управління ризиком відбувається спільно учасниками проекту.
Винагорода	Винагорода встановлюється індивідуально для кожного учасника і не залежить від загального результату проекту.	Винагорода кожного учасника безпосередньо пов'язана з успіхом проекту.
Комунікації / Технології	Документообіг в основному «паперовий». Використання технологій рівня 2D.	Документообіг переважно цифровий. Використання віртуальних технологій рівня 3-4-5D і BIM.
Договір	Заохочуються односторонні зусилля. Алокація і передача ризиків. Майже повна відсутність обміну досвідом (внутрішня ізоляція учасників проекту).	Заохочується і підтримується багатосторонній відкритий обмін і співробітництво. Ризики розподіляються між учасниками проекту.



При використанні традиційних методів реалізації будівельних проектів відсутність постійних зв'язків між учасниками проекту може привести до поділу етапів проектування та будівництва [3].

Суть інтеграції в будівництві найбільш комплексно описана Американським інститутом архітекторів [2]: Метод інтегрованої реалізації - це підхід до реалізації проекту, який об'єднує людей, організації, бізнес-структури та практичний досвід в процес, який використовує сукупні таланти та ідеї всіх учасників проекту, з метою оптимізації результатів, підвищення цінності для власника, скорочення відходів і максимальної ефективності на всіх етапах планування, проектування та будівництва.

Проаналізувавши ряд визначень інтегрованої реалізації, схожість його характеристик наведено в таблиці 2.

Таблиця 2

Схожість характеристик методу інтегрованої реалізації будівельних проектів

Подібні риси	Рання участь	Інтеграція	Співпраця	Спільні ризики / Винагороди
Науковці				
Американський інститут архітекторів (2007) [2]	x	x	x	x
NASFA (2010) [4]	x	x	x	x
Рахім (2015) [5]	x	x	x	
Хардін (2009) [6]	x	x	x	x
Нофера (2011) [7]		x	x	x
Джонсон (2013)[8]	x	x		x
Гултекін (2014)[9]	x	x	x	

На основі характеристик інтегрованої реалізації сформовано основні принципи даного методу. Принципи мають вирішальне значення для ефективної реалізації бізнесу, і будівельна галузь не є винятком. Якщо вони вірно сформульовані та використовуються в сукупності, інтеграція учасників проекту буде проходити на більш високому рівні, що в свою чергу, покращить результат реалізації будівельного проекту.

Автори виділяють різну кількість основних принципів та переваг метод інтегрованої реалізації проекту. Так, відповідно до NASFA [3], одинадцять принципів розділені на дві категорії: договірні та поведінкові; Американський інститут архітекторів [2] та Д. Кент і Б. Бецерік-Гербер [10] використовують дев'ять принципів; М. Хасан виділяє десять принципів [11].

На нашу думку, при аналізі принципів не стільки важливим є виділення максимальної їх кількості, скільки чітка сегментація та виділення конкретних напрямків. На підставі вищезазначених публікацій була сформована наступна класифікація:

1. Рання участь зацікавлених сторін.
2. Загальний ризик і винагороди.
3. Комплексний договір.
4. Спільне прийняття рішень і контроль.
5. Відмова від взаємних претензій між ключовими учасниками.
6. Спільно розроблені та затверджені цілі проекту.

Як можна зауважити, в характеристиках методу інтегрованої реалізації проекту (табл. 2) та в запропонованій класифікації однією з переваг інтегрованої реалізації проектів визначена рання участь зацікавлених сторін. В дослідженні Н. Азар [12] було здійснено масштабне анкетування підприємств будівельної галузі США, частиною якого було визначення найбільш важливого з принципів метод інтегрованої реалізації. Так, учасники анкетування визначили ранню участь зацікавлених сторін, як один із найважливіших чинників.

Ідея ранньої участі заснована на співробітництві зацікавлених сторін з самого початку роботи над проектом, ще до початку прийняття будь-яких рішень щодо проектування або будівництва. Принципи, що втілюють цю ідею: рання участь, постановка ранніх цілей, посилене планування, організація і лідерство. Очевидним є той факт, що протягом останнього часу складність будівельних проектів значно зросла, що в свою чергу підвищує важливість фактору ранньої участі ключових учасників, який є одним з найбільш важливих і впливових принципів при інтегрованій реалізації проекту. Питання ранньої участі під час реалізації будівельного проекту, досить давно цікавило науковців. Одним із перших його почав досліджувати Б.Поульсон [13], який довів, що рішення мають набагато більшу вагу на ранніх етапах реалізації проекту. Він виявив, що рівень впливу на ранніх стадіях

будівництва більш високий і поступово скорочується протягом життєвого циклу проекту.

Наступним важливим етапом в дослідженні питання ранньої участі зацікавлених сторін в реалізації будівельного проекту стала доповідь відомого вченого П. МакЛіммі на засіданні робочого круглого столу «Будівництво» в 2004 році, на якому він вперше продемонстрував так звану, криву МакЛіммі (рис.2.) [14].

Графік МакЛіммі, представляє собою чотири кривих: 1 - здатність впливати на витрати та функціональні можливості; 2- витрати на внесення змін до проекту; 3 - традиційні методи реалізації будівельних проектів; 4 - метод інтегрованої реалізації будівельних проектів. Вісь ОУ відображає витрати на реалізацію проекту, вісь ОХ - часова шкала будівельного проекту, розділена на етапи реалізації.

Як видно з рисунка крива, що відображає традиційні методи реалізації будівельних проектів (3) має вершину зміщену ближче до другої третини осі часу, тобто найбільші витрати припадають на середину та більші пізні етапи реалізації проекту.

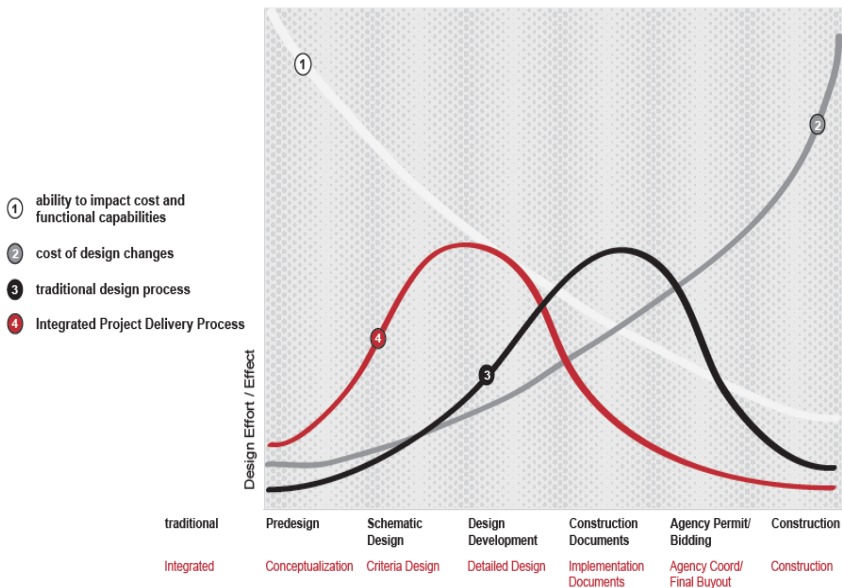


Рис. 2. Крива МакЛіммі, що ілюструє переваги інтегрованої реалізації проекту

Крива, що відображає метод інтегрованої реалізації будівельних проектів (4) має вершину, що розміщена в першій третині осі часу, тобто максимальні витрати прогноуються на початкових етапах реалізації будівельного проекту. В свою чергу крива витрати на внесення змін (2), відображає зміну витрат на модифікацію проекту в залежності від етапу його реалізації. Як видно з рисунка 3 витрати на внесення змін зростають експоненціально в залежності від часу. Спроектувавши криву (2) на криві (3) та (4) стає зрозумілою логіка розподілу затрат на модифікацію будівельного проекту в залежності від обраного методу його реалізації. У випадку інтегрованої реалізації більшість можливих витрат на внесення змін припадає на початкові етапи реалізації, коли вартість внесення змін в проект є меншою. У випадку традиційних методів крива витрат «перетинає» криву методу реалізації на кінцевих етапах проекту, коли внесення змін «коштує» дорожче.

Гіпотеза МакЛіммі була перевірена і доведена в декількома дослідженнями. Спільна реалізація проекту вигідна в першу чергу замовнику (інвестору) за рахунок скорочення часу реалізації, економії матеріальних і трудових ресурсів і в кінцевому рахунку зменшенні сукупних витрат [15].

Отже, очевидною стає перевага методу інтегрованої реалізації будівельних проектів, а саме зменшення витрати на внесення змін у проект, за рахунок ранньої участі та більш тісної співпраці ключових зацікавлених сторін.

1. D. Mosey. "Early contractor involvement in building procurement: contracts, partnering and project management", Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 2009.

2. The American Institute of Architects. "Integrated Project Delivery: A Guide", 2007. Режим доступу: [https://info.aia.org/SiteObjects/files/IPD\\_Guide\\_2007.pdf](https://info.aia.org/SiteObjects/files/IPD_Guide_2007.pdf).

3. B. Jorgensen, S. Emmit. "Investigating the integration of design and construction from a "lean" perspective". Construction Innovation, 9(2), 225-240, 2009.

4. NASFA, COAA, AHEFO, AGC, and AIA. "Integrated Project Delivery for Public and Private Owners", 2010. Режим доступу: [https://www.nsba.org/sites/default/files/file/03\\_xb\\_Powell\\_Keith\\_Discussion\\_Solicitations\\_Minutes\\_Cost\\_Sheet.pdf](https://www.nsba.org/sites/default/files/file/03_xb_Powell_Keith_Discussion_Solicitations_Minutes_Cost_Sheet.pdf).

5. S. A. Rahim. "Unpublished Master Thesis", UUM, 2015.
6. B. Hardin. "BIM and construction management - proven tools, methods, and workflows", Indianapolis: Wiley Publishing, 2009.
7. W. Nofera, S. Korkmaz, V.D. Miller. "Innovative features of integrated project delivery shaping project team communication" In The 2011 Engineering Project Organizations Conference, 2011.
8. T. Johnson, P. Feng, W. Sitzabee, M. Jernigan." Federal Acquisition Regulation Applied to Alliancing Contract Practices" Journal of Construction Engineering and Management, 139(5), 480–487, 2013.
9. P. Gultekin, S. Mollaoglu-Korkmaz, D. Riley, R. Leicht. "Process Indicators to Track Effectiveness of High-Performance Green Building Projects", Journal of Construction Engineering and Management. Vol 139, Issue 12, 1-8, 2013.
10. D.C. Kent, B. Becerik-Gerber. "Understanding construction industry experience and attitudes toward integrated project delivery", Journal of Construction Engineering and Management, 136(8), 815-825, 2010.
11. M. Hassan. "Assessing the Impact of the Lean/Integrated Project Delivery System on Final Project Success", 2013. Режим доступу: [http://digilib.gmu.edu/jspui/bitstream/handle/1920/8280/Hassan\\_gmu\\_0883E\\_1\\_0276.pdf?sequence=1](http://digilib.gmu.edu/jspui/bitstream/handle/1920/8280/Hassan_gmu_0883E_1_0276.pdf?sequence=1).
12. N. Azhar. "Integrated Construction Project Delivery System in the U.S. Public Sector: An Information Modeling Framework", FIU Electronic Theses and Dissertations. 1567, 2014. B.C. Paulson. "Designing to Reduce Construction Costs" Journal of the Construction Division, 102(C04), 588, 1976.
13. B.C. Paulson. "Designing to Reduce Construction Costs" Journal of the Construction Division, 102(C04), 588, 1976.
14. P. MacLeamy. "Integrated Project Delivery: McLeamy Curve", 2011. Режим доступу: <http://www.msa-ipd.com/MacleamyCurve.pdf>.
15. J. Wilhelm. "Target Innovation at Work: Collaboration Makes Construction", 2007. Режим доступу: [http://www.ame.org/sites/default/files/target\\_articles/07-23-5-Collaboration.pdf](http://www.ame.org/sites/default/files/target_articles/07-23-5-Collaboration.pdf).

УДК 624.012.25

**ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИХ  
СТАНІВ ЗЧЕПЛЕННЯ З ВАЖКИМ БЕТОНОМ СТАЛЕВОЇ  
АРМАТУРИ СЕРПОВИДНОГО ПРОФІЛЮ ТА  
КОМПОЗИТНОЇ СКЛОПЛАСТИКОВОЇ**

**COMPARATIVE ANALYSIS OF STRESSED-DEFORMED  
CONDITIONING STATIONS WITH HARD CONCRETE OF  
STEEL ARMATURES OF SERVERED PROFILE AND  
COMPOSITE GLASS-PLASTIC**

**Чапук О.С., к.т.н, доц., Гришкова А.В., асп. (Луцький  
національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Chapyuk O.S, Ph.D., Assoc, Grishkova A.V, PhD student (Lutsk  
National Technical University, Lutsk)**

Проведені експериментальні дослідження випробувань зчеплення сталеві арматури серповидного профілю та композитної склопластикової арматури з важким бетоном за балковим методом RILEM-CEB-FIP, досліджено розподіл дотичних напружень в контактному шарі бетону з арматурою та виконано порівняльний аналіз поведінки арматурного стержня в бетоні в дослідних зразках – бетонних балках Б1 (сталеві арматура серповидного профілю) та Б2 (композитна склопластикові арматура).

Experimental researches of testing the adhesion of the steel crescent-shaped rebar and a composite fiberglass rebar with heavy concrete by the RILEM-CEB-FIP beam method were conducted. The essence of this method is that during the tests were measured movements of the free ends of the rebar, located at the ends of the beams, which had a rectangular cross section. Each of the beams consists of two halves which are joined in the stretched zone with the rebar  $d=16\text{mm}$  for the steel crescent-shaped profile and  $d=10\text{mm}$  for composite fiberglass rebar (because the tensile strength of fiberglass rebar approximately is 25% higher than metal). In the compressed area are used two embedded parts and the metal cylinder. In each of the halves of beam the rod has grip with concrete in  $10d$  ( $d$  is the rebar diameter), in other areas there is no

grip, because the reinforcing bar is placed in a plastic tube. Beams tested by two concentrated forces, the distance between them are 400mm. Loads on the tested samples are applied in steps of 5 kN. The movement of the free ends of the studied reinforcing rebar was measured by a dial indicator with a scale division of 0.001 mm. In the beams at each step of the load, the longitudinal deformations of the rebar recessed in concrete were measured using strain gauges. The distribution of tangential stresses in the contact layer of concrete with reinforcing rebar in anchoring zones of 10 d length, each of which is divided into separate sections, is investigated. At each i-th section in the rebar, the force is applied to the concrete, which is passed to the concrete due to the occurrence of the stresses of the grip and to the subsequent parts of the rebar (applies only to the sites located in the anchoring zones). According to the average tension stresses, in each section the diagrams of their distribution along the length of anchoring of the reinforcing rebar in concrete for various loading levels are constructed. A comparative analysis of the behavior of a reinforcing rebar in concrete in experimental samples is performed - concrete beams B1 (steel crescent-shaped rebar) and B2 (composite fiberglass reinforcement).

Ключові слова: арматура серповидного профілю, композитна склопластикова арматура, важкий бетон, балковий метод RILEM-CEB-FIP, зчеплення, дотичні напруження, тензорезистори, тензометрична станція

Key words: crescent-shaped reinforcement, composite fiberglass reinforcement, heavy concrete, RILEM-CEB-FIP beam method, clutch, tensile stresses, strain gauge, strain gauge station

### **Постановка проблеми та задачі дослідження.**

Сили зчеплення створюють у найближчому до арматури бетоні складний напружено-деформований стан [1]. Цей стан призводять до розподілу навантаження по осі арматури, в наслідок яких поздовжні зусилля по арматурі стають змінними по всій довжині стрижня [2].

Згідно проведених експериментальних досліджень зчеплення важкого бетону зі сталевую арматурою серповидного профілю та композитною склопластиковою арматурою, в даній статті ставиться задача порівняти напружено-деформовані стани металеві арматури та композитної склопластикові арматури в представлених зразках-

балках, випробуваних на згин за балковим методом RILEM/CEB/FIP [3].

**Конструкція дослідних зразків та матеріали для їхнього виготовлення.**

Для дослідження обраний бетон класу C20/25. Дослідні зразки-балки мали прямокутний поперечний переріз розміром 120x220мм, довжина балок – 1230мм. Балка складається з двох половинок, які з'єднані в розтягнутій зоні арматурним стержнем діаметром  $d=16\text{мм}$  для металеві арматури серповидного профілю та  $d=10\text{мм}$  для композитної склопластикової арматури (оскільки міцність на розрив склопластикової арматури приблизно на 25% більша ніж металеві). В стиснутій зоні використано шарнір у вигляді двох закладних деталей та металевим циліндром між ними. В кожній з половинок балки стержень має зчеплення з бетоном довжиною  $10d$  ( $d$  – діаметр стержнів), на інших ділянках зчеплення відсутнє, так як арматурний стержень поміщений у пластикові трубки, довжина кожної  $l$  ( $l=220\text{мм}$  – для сталеві арматури  $\text{Ø}16$  та  $l=250\text{мм}$  – для композитної арматури  $\text{Ø}10$ ). Відстань від осі випробувального стержня до осі металеві циліндра в стиснутій зоні (плече внутрішньої пари зусиль) становить 167мм, довжина кожної з половинок балки – 600мм, відстань між половинками – 30мм. Конструкція балок наведена на рис. 1. Арматура була обладнана тензодатчиками для дослідження поведінки напружень в арматурному стержні.

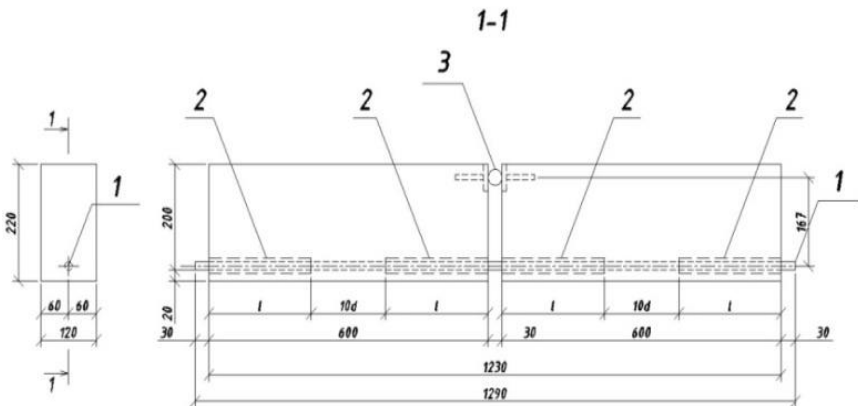


Рис. 1. Конструкція дослідного зразка - бетонної балки:

1 – арматурний стержень;

2 – пластикова трубка; 3 – сталевий циліндр



### Методика експериментальних досліджень.

Експериментальні дослідження випробування бетонних балок здійснювались балковим методом RILEM/CEB/FIB на згин (рис. 2).

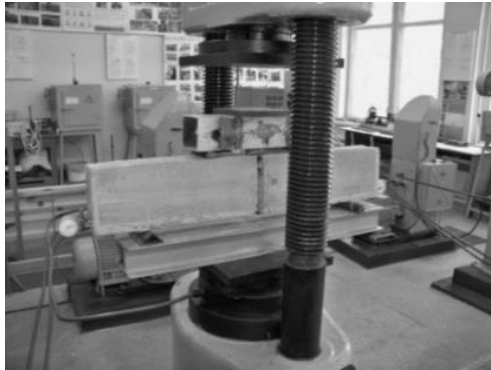


Рис. 2. Загальний вигляд випробування бетонних балок

Суть цього методу в тому, що в процесі випробувань вимірюються переміщення вільних кінців досліджуваного стержня, розташованих на торцях балок. Балки випробувались двома зосередженими силами, відстань між якими становила 400мм. Навантаження дослідних зразків здійснювалось ступенями по 5 кН. Переміщення вільних кінців досліджуваного арматурного стержня вимірювали індикатором годинникового типу з ціною поділки 0,001мм. В балках на кожному ступені навантаження вимірювали поздовжні деформації стержня, заробленого в бетон, за допомогою тензорезисторів [3].

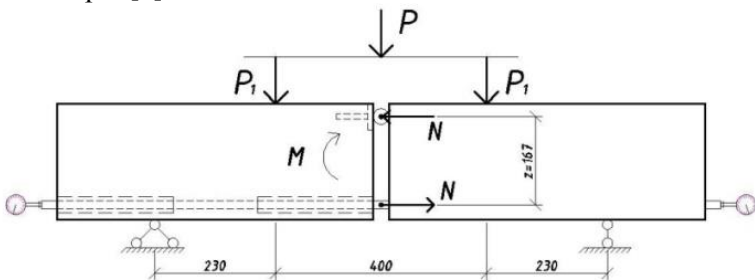


Рис. 3. Схема випробувань бетонних балок

В арматурних стержнях дослідних зразків вибиралися симетрично поздовжні пази глибиною 2мм, в яких розташовувалися тензорезистори для вимірювання деформацій стержня під час випробування на згин бетонної балки (рис. 4).

Тензорезистори приклеювалися клеєм БФ2 та гідроізолювалися епоксидною смолою. Від тензорезисторів влаштовувалися дротяні виводи, які приєднувалися до тензометричної станції.

Дослідження розподілення напружень зчеплення в дослідних зразках Б1 (арматурний стержень серповидного профілю) та Б2 (композитна склопластикова арматура). Під час випробувань зразка – бетонної балки Б1 за допомогою тензорезисторів вимірювалися деформації арматурного стержня  $\varepsilon_{si}$  [4], які виникають в середині довжини стержня, тобто в точках  $i - 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9$  (див. рис. 4).

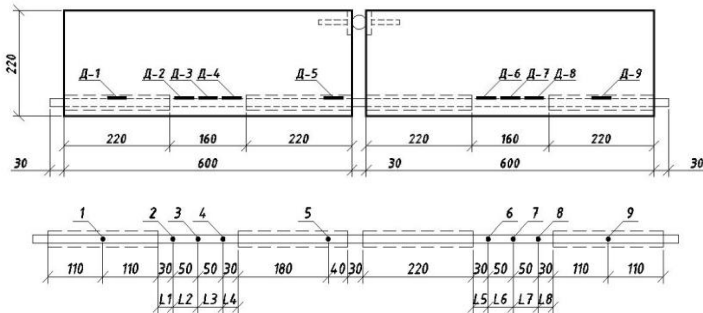


Рис. 4. Схема розташування тензорезисторів дослідному зразку – бетонній балці Б1

Оскільки необхідно оцінити розподіл дотичних напружень в арматурному стержні при контакті з бетоном, то детальніше розглядаються ділянки анкерування (довжиною  $10d = 160\text{мм}$ ), на яких розміщені точки  $i - 2, 3, 4, 6, 7, 8$ . Ці точки розділили зони анкерування (зчеплення з бетоном) стержня на 8 ділянок (див. рис. 4). Прийнято, що на кожній  $i$ -тій ділянці в стержні діє зусилля  $f_{ydi} A_s$ , яке передається на бетон внаслідок виникнення напружень зчеплення та на наступні ділянки стержня (стосується лише ділянок, розташованих в зонах анкерування). В цьому випадку дотичні напруження зчеплення в середині ділянок  $\tau_{ci}$  можна визначити за формулою:

$$\tau_{ci} = \frac{(f_{ydi} - f_{yd,i-1}) \cdot A_s}{\pi l_i}, \quad (2)$$

де,  $f_{ydi}$  і  $f_{yd,i-1}$  - напруження в стержні на  $i$ -тій та попередніх ділянках;

$l_i$  - довжина  $i$ -тої ділянки.

За знайденими середніми дотичними напруженнями зчеплення на кожній ділянці побудовані епюри їхнього розподілу по довжині анкетування арматурного стержня в бетоні для різних рівнів навантаження, а саме  $P = 5, 15, 25, 35, 45, 50$ кН та при руйнівному навантаженні  $P_u = 55$ кН (рис. 5).

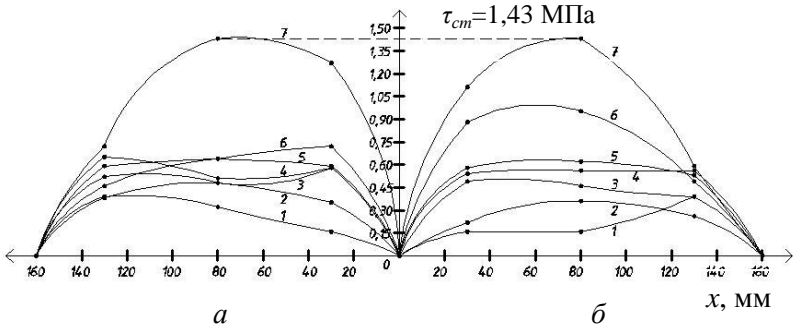


Рис. 5. Графік розподілу дотичних напружень  $\tau_{ci}$  на ділянках зчеплення сталевго стержня з бетоном залежно від навантаження  $P$ :  $a$  – ділянка зчеплення 1, на якій розміщені тензодатчики Д-2, Д-3, Д-4;  $b$  – ділянка зчеплення 2, на якій розміщені тензодатчики Д-6, Д-7, Д-8; 1 –  $P = 5$ кН; 2 –  $P = 15$ кН; 3 –  $P = 25$ кН; 4 –  $P = 35$ кН; 5 –  $P = 45$ кН; 6 –  $P = 50$ кН; 7 –  $P_u = 55$ кН (руйнівне зусилля).

Провівши аналіз кожної з ділянок зчеплення видно, що при збільшенні навантаження спостерігається переміщення дотичних напружень від кінця до середини зон анкерування. Максимальні напруження виникають посередині ділянок зчеплення та за значенням майже однакові ( $\tau_{c1} = 1,43$  МПа;  $\tau_{c2} = 1,42$  МПа).

Що стосується зразка – бетонної балки Б2, при рівнях навантаження у  $P = 5$ кН;  $10$ кН;  $15$ кН за допомогою тензодатчиків також спостерігалась зміна напружень по всій довжині стержня [5]. Зі збільшенням величини прикладеного навантаження поступово кожен із тензодатчиків припиняв свою роботу, при руйнівному навантаженні  $P=34$ кН знімалися покази лише з тензодатчика у точці 7 (див. рис. 6).

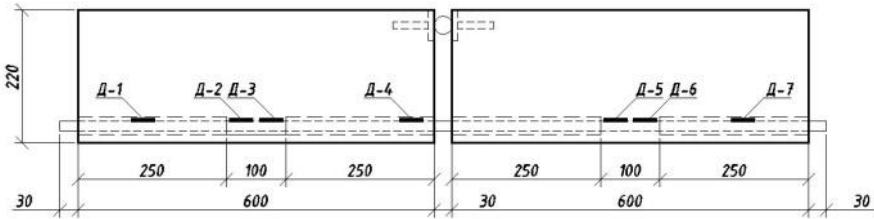


Рис. 6. Схема розташування тензорезисторів в дослідному зразку – бетонній балці Б2

Щоб провести порівняння напружено-деформованих станів в дослідних зразках Б1 та Б2, необхідно також оцінити розподіл дотичних напружень в композитному арматурному стержні при контакті з бетоном. Для цього детальніше розглядаються ділянки анкерування (довжиною  $10d = 100\text{мм}$ ), на яких розміщені точки  $i = 2, 3, 5, 6$ . Ці точки розділили зони анкерування (зчеплення з бетоном) стержня на 6 ділянок (див. рис. 6).

За знайденими середніми дотичними напруженнями зчеплення на кожній ділянці побудовані епюри їхнього розподілу по довжині анкерування арматурного стержня в бетоні для певних рівнів навантаження, а саме  $P = 5, 10, 15\text{кН}$  (рис. 7).

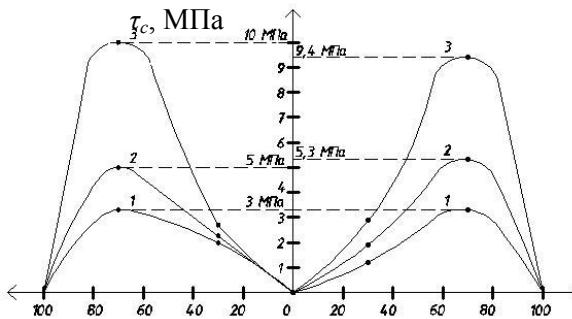


Рис. 7. Графік розподілу дотичних напружень  $\tau_{ci}$  на ділянках зчеплення стержня з бетоном залежно від навантаження  $P$ :

$a$  – ділянка зчеплення 1, на якій розміщені тензодатчики Д-2 та Д-3;  $b$  – ділянка зчеплення 2, на якій розміщені тензодатчики Д-5, Д-6; 1 –  $P = 5\text{кН}$ ; 2 –  $P = 10\text{кН}$ ; 3 –  $P = 15\text{кН}$

Провівши аналіз кожної з ділянок зчеплення видно, що при звантаженні ділянок виникають напруження, які збільшуються від початку зони анкерування до середини, тоді вони досягають свого

максимального значення, після цього поступово зменшуються до кінця зони анкерування.

При довжині анкерування 10d границьне руйнівне навантаження в балці Б1 становило 55 кН, а в балці Б2 – 34 кН. Це зв'язано з тим, що зчеплення бетону зі сталевією арматурією дешіо краще, ніж зі склопластиковією, оскілки довжина анкерування та площа контактної шару бетону з металевією арматурією майже вдвічі більша.

Для більш детального порівняння необхідно ще провести додаткові експериментальні дослідження.

### **Висновки.**

1. Характер розподілу дотичних напружень зчеплення як металевією, так і склопластиковією арматурією з бетоном однаковий і має параболічний вигляд.

2. При збільшенні навантаження бетонної балки на ділянках контакту арматурією з бетоном спостерігається переміщення дотичних напружень від кінця до середини зон анкерування і складає відповідно в металевією арматурією -  $\tau_c = 1,43$  МПа, а в склопластиковією -  $\tau_c = 10$  МПа.

3. Максимальні дотичні напруження склопластиковією арматурією майже в 10 разів більші, ніж металевією. Це пов'язано з малою відносною видовженістю склопластиковією арматурією.

1. Холмянский М.М. Контакт арматурією с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с. 2. Бабич Є.М. Чапюк О.С. Вавринюк Б.А. Напружено-деформаційний стан контакту з бетоном арматурією серповидного профілю / Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник. – Київ: КНУБА, 2011. – Випуск 40. – С. 74-82. 3. Климов Ю.А. Экспериментальные исследования сцепления композитной неметаллической арматурією с бетоном. – [Електронний ресурс] / Ю.А. Климов, О.С. Солдатченко, Д.А. Орешкин / Режим доступу: [http://frp-rebar.com/frprebar\\_test\\_adhesion\\_concrete.html](http://frp-rebar.com/frprebar_test_adhesion_concrete.html). 4. Чапюк О.С., Гришкова А.В. Характеристика напружено-деформованого стану зчеплення з бетоном арматурією серповидного профілю / Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник. – Київ: КНУБА, 2011. – Випуск 54. – С.7. 5. Чапюк О.С., Кислюк Д.Я., Гришкова А.В., Орешкин Д.О. Напружено-деформований стан зчеплення композитної склопластиковією арматурією з важким бетоном / Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – Луцьк: ЛНТУ, 2015. – Випуск 4. – С.232-239.

УДК 539.3

**ЗГИН КОНСОЛЬНОЇ ОРТОТРОПНОЇ ПЛИТИ КРАЙОВИМ  
НАВАНТАЖЕННЯМ В УТОЧНЕНІЙ ПОСТАНОВЦІ**

**BENDING OF CANTILEVER ORTHOTROPIC PLATE BY  
BOUNDARY LOAD IN REFINED FORMULATION**

**Шваб'юк В.В., к.т.н., доц., Ротко С.В., к.т.н., доц., Ужегова О.А., к.т.н., доц., Канцелярчик О., студент, (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Shvabyuk V.V., PhD, Associate Professor, Rotko S.V., PhD, Associate Professor, Uzhehova O.A., PhD, Associate Professor, Kantseliarchyk O., student (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У роботі запропоновано методику розв'язання крайової задачі для неklasичної моделі ортотропних пластин. Одержано замкнуті формули для переміщень, зусиль і напружень у плиті. Досліджується вплив виду граничних умов защемлення і фізичних характеристик ортотропії, що стосуються поперечного зсуву та обтиснення, на величину максимальних переміщень плити.

The work presents a solution method for the boundary value for a nonclassical model of orthotropic plates. The bending formula of medium thickness orthotropic plates is used, which considers the transverse shear and pressurizing. The model hypothesis is based on the possibility of deploying components of the displacement vector of an arbitrary point of a plate in the form of attracted power series in transverse coordinate. The Lagrange variational principle is used for the complete energy of an elastic system.

Bending of a cantilever orthotropic plate is considered in the case when one longitudinal side of the plate is rigidly constrained, and the other one is free and bends along the edge by a lateral load of constant intensity. Closed-form formulas for displacements, forces, and stresses in the plate are obtained. Results of numerical calculations are compared with similar results from other nonclassical theories and the Kirchhoff's classical plate theory for thin plates. The influence of the boundary conditions' type of constrain and physical characteristics of on the

magnitude of the maximum displacements of the plate orthotropy are studied, concerning the transverse shear and pressurizing.

From the analyzis of the numerical data presented in the table, we can conclude, how these factors influence on the magnitude of the maximum displacement of the median surface of the plate quantitatively and qualitatively.

Analyzing the resulting expressions for displacement in the plate we see that the first members in these formulas coincide with the formulas of the classical theory of thin Kirchhoff plates, and the rest are those that take into account the deformations of the transverse shear and pressurizing. We see that the vertical displacements of the end of the console does not depend on the transverse coordinate. It is the same at all points of the end of the console plate. The formulas obtained can also be used for the case of bending of a console beam of appropriate length.

Ключові слова: ортотропна плита, уточнена модель згину, поперечний зсув та обтиснення

Keywords: orthotropic plate, refined bending model, transverse shear and pressurizing

**Вступ.** Згин консольної ортотропної плити крайовим сталим навантаженням було розглянуто С.О. Амбарцумяном [1] на основі рівнянь уточненої моделі згину, яка враховує деформацію поперечного зсуву та поперечні нормальні напруження. У даній роботі використовуються рівняння згину ортотропних плит середньої товщини [4,5], що враховують крім поперечного зсуву і поперечних нормальних напружень, ще й поперечне обтиснення. Досліджується вплив способу задання граничних умов на краях плити на напружено-деформований стан у середині плити.

**Згин консольної ортотропної плити.** Досліджується випадок, коли ортотропна плита жорстко зацемлена по одній довгій стороні ( $x = 0$ ), інша довга сторона ( $x = a$ ) є вільною і згинається по краю поперечним навантаженням сталої інтенсивності  $P$ . У зв'язку з тим, що вісь  $y$  напрямлена вздовж довгої сторони, то вважається, що всі шукані величини залежать тільки від координати  $x$ . За умови відсутності поверхневого розподіленого навантаження ( $q_2(x, y) = 0$ ), рівняння (1) - (3) уточненої моделі згину ортотропних плит середньої товщини зводяться до вигляду [4,5,7]:

$$\frac{d^2 u}{dx^2} = 0; D_1 \frac{d^3 w_b}{dx^3} = -P; D_{66} \frac{d^2 \Omega}{dx^2} = \frac{5}{4} K_1 \cdot \Omega; K_1 \frac{d \tilde{w}_\tau}{dx} = P, \quad (1)$$

де  $w_b = \bar{w} - 0,8w_\tau = \tilde{w} - 0,8\tilde{w}_\tau$ ,  $\tilde{w}_\tau = w_\tau + \alpha \tilde{w}_\tau$ ,  $\bar{w} = w - \alpha \tilde{w}_\tau$ ,

$$D_1 = \frac{2}{3} \tilde{E}_1 \cdot h^3; K_1 = \frac{4}{3} G_{13} h, D_{66} = \frac{2}{3} G_{12} h^3; \tilde{E}_1 = \frac{E_1}{1 - \nu_{12} \cdot \nu_{21}},$$

$$A_1 = \frac{\nu_{31} + \nu_{32} \cdot \nu_{21}}{1 - \nu_{12} \nu_{21}}, \alpha = A_1 G_{13} / \tilde{E}_1; E_1, G_{12}, G_{13}, \nu_{12}, \nu_{21} -$$

модуль пружності, модулі зсуву та коефіцієнти Пуассона матеріалу плити у відповідних напрямках;  $2h$  - товщина плити.

Вирази для переміщень плити  $U, W$  та залежності для зусиль і моментів, за відсутності розподіленого навантаження, записуються таким чином [5-8]:

$$U(x, z) = u - z \cdot \frac{dw}{dx} + \frac{3z}{4h} \left( 1 - \frac{(1-\alpha)z^2}{3h^2} \right) \cdot \frac{Q_x}{G_{13}},$$

$$W(x, z) = w - A_1 \frac{du}{dx} z + \frac{A_1}{2} \frac{d^2 w_b}{dx^2} z^2 = w - \frac{A_1 N_x}{B_1} z - \frac{A_1 M_x}{2D_1} z^2,$$

$$N_x = B_1 \frac{du}{dx}, M_x = -D_1 \frac{d^2 w_b}{dx^2}, Q_x = K_1 \frac{d \tilde{w}_\tau}{dx}, \quad (2)$$

де  $B_1 = 2\tilde{E}_1 h$ ;  $\alpha = A_1 K_1 h^2 / 2D = A_1 G_{13} / \tilde{E}_1$ .

Формули для напружень у поперечних перерізах плити можна отримати з формул [4,5,8]:

$$\sigma_x = \frac{N_x}{2h} + \frac{3M_x}{2h^3} \cdot z + (1-\alpha) \frac{\tilde{E}_1}{K_1} \cdot \frac{dQ_x}{dx} f(z); \tau_{xz} = G_{13} \left( 1 - \frac{z^2}{h^2} \right) \frac{Q_x}{K_1}. \quad (3)$$

$$\text{Тут } K_1 \tilde{w}_\tau = -D_1 \frac{\partial^2 w_b}{\partial x^2} = -D_1 \frac{\partial^2 \tilde{w}}{\partial x^2}; f(z) = \frac{z}{5} \left( 1 - \frac{5z^2}{3h^2} \right).$$

Необхідно зауважити, що формули (3) для *дотичних* напружень  $\tau_{xz}$  у плитах, на відміну від формул в оболонках, співпадають із відповідними формулами теорії С. Амбарцумяна [1].



Загальні розв'язки системи диференціальних рівнянь (1) можна записати у формі:

$$u = E_0x + K_0; \quad \tilde{w}_\tau = Px / K_1 + B_\tau; \quad \Omega = R_1e^{kx} + R_2e^{-kx};$$

$$w = -\frac{Px^3}{6D_1} + \frac{1}{2}C_1x^2 + C_2x + C_3, \quad k = \frac{5K_1}{4D_{66}}. \quad (4)$$

Коефіцієнти  $E_0, K_0, B_\tau, R_1, R_2, C_1, C_2, C_3$  знаходяться із умов на краях плити:  $x = 0; x = a$ . Формування крайових умов на цих краях витікає із варіаційного принципу Лагранжа для повної енергії плити [4] і є найбільш оптимальним з математичної точки зору. Наприклад, умови вільного краю  $x = a$  можуть бути такими:

$$N_x = M_x = 0, \quad Q_x = P. \quad (5)$$

Для жорсткого защемлення краю  $x = 0$  плити необхідно, щоб виконувались умови:

$$u = w = \gamma_x = 0, \quad (6)$$

де  $\gamma_x = -\frac{d\tilde{w}}{dx} + \frac{4}{5} \frac{Q_x}{K_1}$  – узагальнений кут повороту поперечного перерізу плити.

Необхідно зауважити, що в працях Ю.М. Тарнопольського та А.В. Розе [3], в умовах (6) вираз  $\gamma_x = 0$  замінюється умовою  $\partial U / \partial z|_{z=z_{0u}} = 0$ . Крім цього, розроблена нами модель плит урахує ще й поперечне обтиснення, тому умову  $w = 0$  для переміщення серединної поверхні плити бажано замінити умовою  $W|_{z=z_0} = 0$ . У результаті, умови (6) трансформуються в такі крайові умови:

$$u = 0, \quad \partial U / \partial z|_{z=z_{0u}} = 0, \quad W|_{z=z_0} = 0, \quad (7)$$

де  $z_0$  і  $z_{0u}$  є віддалами від серединної поверхні у напрямі осі  $z$ .

Використавши залежності (2), крайові умови (7) можна записати в такому розгорнутому вигляді:

$$u = 0, \quad \frac{dw}{dx} - \left(1 - (1 - \alpha) \frac{z_{0u}^2}{h^2}\right) \cdot \frac{Q_x}{K_1} = 0, \quad w - A_1 \frac{du}{dx} z_0 + \frac{A_1}{2} \frac{d^2\tilde{w}}{dx^2} z_0^2 = 0. \quad (8)$$

Із умов (8) видно, що значенню координати  $z_{0u} = \pm h$  у другій

рівності відповідає умова  $\frac{d\bar{w}}{dx} = 0$ , яка (без впливу поперечного обтиснення) еквівалентна умові, що використовується у класичній теорії тонких пластин. Крім цього, ця умова є не чим іншим, як вимогою рівності нулю зсувної деформації  $\gamma_{xz} = \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} = 0$  на цьому рівні. Значення  $z_{0u} = \pm h / \sqrt{5}$  рівнозначне умові  $\gamma_r = 0$ , якою користуються в уточнених теоріях типу С. Тимошенка і Е. Рейсснера [2,9]. С.О. Амбарцумяном у монографії [1] замість цих умов запропонована умова, яка вимагає відсутності тангенціального переміщення уздовж певної лінії ( $z = z_0$ ) крайової поверхні плити —  $U|_{z=z_0} = 0$ . Разом із тим, у реальних конструкціях граничні умови можуть і не відповідати запропонованим ідеальним умовам, тому в таких випадках необхідно підбирати природніший варіант заземлення країв пластини.

Задовольняючи умовам (6)-(8), знаходимо вирази для коефіцієнтів інтегрування:

$$C_1 = \frac{Pa}{D_1}, C_2 = \left( 1 - (1 - \alpha) \frac{z_{0u}^2}{h^2} \right) \frac{P}{K_1}, C_3 = -\frac{A_1 Pa}{2D_1} z_0^2,$$

$$B_\tau = -D_1 C_1 / K_1 = -Pa / K_1; E_0 = K_0 = 0; R_1 = R_2 = 0.$$

Таким чином, переміщення, зусилля та напруження у плиті будуть наступними:

$$w = \frac{Px^2}{2D_1} \left( a - \frac{x}{3} \right) + \frac{Px}{K_1} \left( 1 - (1 - \alpha) \frac{z_{0u}^2}{h^2} \right) - \frac{\alpha Pa}{K_1} \frac{z_0^2}{h^2},$$

$$u = 0, U(x, z) = -\frac{Pxz}{2D_1} (2a - x) + \frac{P(1 - \alpha)z}{K_1} \left( \frac{z_{0u}^2}{h^2} - \frac{z^2}{3h^2} \right),$$

$$W(x, z) = w + \frac{A_1 P}{2D_1} (a - x) z^2; \Omega = 0; \tilde{w}_\tau = \frac{P}{K_1} (x - a); \quad (9)$$

$$\sigma_x = -\frac{3Pz}{2h^3} \cdot (a - x); \tau_{xz} = \frac{3P}{4h} \left( 1 - z^2 / h^2 \right).$$

$$N_x = 0, M_x = -P(a - x), Q_x = P,$$

Аналіз отриманих виразів (9) для переміщень, зусиль і напружень у плиті приводить до висновку, що, крім переміщень  $U, W, w$ , вони співпадають із відповідними результатами як класичної теорії тонких пластинок, так і інших відомих уточнених теорій [2,3,9]. Перші вирази у формулах для згаданих переміщень відповідають формулам класичної теорії тонких пластинок Кірхгофа. Разом із тим, формули для переміщень  $U, W, w$  відрізняються також від уже відомих у літературі [1,3,5-7] результатів уточнених («зсувних») теорій членами, що враховують деформації поперечного обтиснення (множники із параметрами  $\alpha$  і  $z_0^2$ ). Наприклад, формули для максимальних переміщень  $w_{\max}$  та  $U(a, \pm h)$  на краю плити, коли  $x = a$ , зводяться до такого вигляду:

$$w_{\max} = \frac{Pa^3}{3D_1} \left[ 1 + \frac{3}{2} \frac{\tilde{E}_1}{G_{13}} \frac{h^2}{a^2} \left( 1 - \frac{z_{0u}^2}{h^2} + \alpha \left( \frac{z_{0u}^2}{h^2} - \frac{z_0^2}{h^2} \right) \right) \right] = W(a); \quad (10)$$

$$U(a, \pm h) = \mp \frac{Pa^2 h}{2D_1} \left[ 1 - (1 - \alpha) \frac{\tilde{E}_1}{G_{13}} \left( \frac{z_{0u}^2}{h^2} - \frac{1}{3} \right) \frac{h^2}{a^2} \right]; \quad \alpha = \frac{G_{13}}{\tilde{E}_1} A_1.$$

Аналіз формул (10) дозволяє дослідити вплив граничних умов і фізичних характеристик матеріалу плити на величину переміщень у плиті. Одержані формули можна також застосувати і для випадку згину консольної балки, довжиною  $a$ , якщо у цих формулах замість параметрів  $D_1, \tilde{E}_1, A_1$  покласти  $E_1 I, E_1, \nu_{31}$ , відповідно.

У формулах (10) вирази перед квадратними дужками відповідають значенню максимальних переміщень плити:  $w_{кл} = Pa^3 / (3D_1)$ ,  $U_{кл} = Pa^2 h / (2D_1)$ , знайдених за класичною теорією тонких пластинок Кірхгофа. Якщо у формулах (10) покласти параметри  $\alpha = z_0 = 0$ , а замість параметра  $z_{0u}^2$  взяти величину  $z_{0u}^2 / 3$ , то ми отримуємо формули і результати С.О. Амбарцумяна [1].

Із формул (10) видно, що вертикальне переміщення кінця консолі не залежить від координати  $z$ , тобто  $w_{\max} = W(a)$ , тому на вільному кінці воно однакове у всіх точках. Вплив різних крайових

умов виду матеріалу на величину переміщення  $w_{\max}$  наведено у таблиці. Прикладом плити з ортотропного матеріалу вибрано плиту із дерева:  $\tilde{E}_1 / G_{13} = 25$ ;  $\nu_{12} = \nu_{13} = 0,3$ ;  $\alpha = 0,017$ .

Дані у другому стовпчику таблиці, що знаходяться у дужках, порашовані для защемлення, коли вертикальне переміщення плити  $W$  фіксується на рівні  $z_0 = 0$ . Усі значення, наведені у чисельнику, порашовані для відносної товщини  $h/a = 1/3$ , у знаменнику – для  $h/a = 1/6$ .

Таблиця 1  
Залежність переміщення  $\bar{w}$  від крайових умов та матеріалу

Вид матеріалу	$z_{0u} = 0$ $z_0 = h$	$z_{0u} = h/\sqrt{5}$ $z_0 = h$	$z_{0u} = h/\sqrt{5}$ $\alpha = z_0 = 0$	$z_{0u} = h/\sqrt{3}$ $\alpha = z_0 = 0$
Ізотропія, $\nu = 0,25$	<u>1,389 (1,444)</u> 1,097 (1,111)	<u>1,311</u> 1,078	<u>1,355</u> 1,089	<u>1,296</u> 1,074
Дерево ( $\tilde{E}_1 / G_{13} = 25$ )	<u>5,095 (5,167)</u> 2,024 (2,042)	<u>4,277</u> 1,819	<u>4,333</u> 1,833	<u>3,778</u> 1,694

Із отриманих даних видно, що найбільшого уточнення формул класичної теорії вимагає розрахунок плит із матеріалу, що має низьку поперечну жорсткість. Дані, що одержані за допомогою уточненої моделі для плит із дерева товщиною  $h/a = 1/3$ , у 4–5 разів перевищують аналогічні результати класичної теорії. Навіть для плити товщиною  $h/a = 1/6$  вони можуть бути удвічі більшими. Різниця між даними за різних випадків защемлення (за виключенням випадку  $z_{0u} = z_0 = \pm h$ ) не перевищує 10 – 15%%. Останній випадок защемлення ( $z_{0u} = z_0 = \pm h$ ) відповідає умові, що використовується у класичній теорії тонких пластин, де на краю закріплюється горизонтальний елемент серединної поверхні. А, отже, і результат за формулою (10) для  $w_{\max}$ , також відповідає цій теорії (вираз у квадратних дужках рівний одиниці). Із даних таблиці видно також, що останній варіант защемлення є найбільш жорстким. Йому відповідає найнижчий рівень нормальних

переміщень. Разом із тим, за такого виду крайових умов, максимальні тангенціальні переміщення  $U(a, \pm h)$  на зовнішніх поверхнях плити можуть змінювати свій знак за умови, що величина

$$(1 - \alpha) \frac{\tilde{E}_1}{G_{13}} \left( \frac{z_{0u}^2}{h^2} - \frac{1}{3} \right) \frac{h^2}{a^2} > 1. \text{ Тобто, нахил кубічної параболи, за}$$

якою змінюється тангенціальне переміщення  $U(x, z)$  відносно координати  $z$ , зміниться на протилежний. Але, якщо для ізотропного матеріалу це може статися тільки за умови, коли  $h/a > 3/4$ , то для ортотропного матеріалу (наприклад, дерева) це явище може з'явитися при  $h/a > 2/7$ .

**Висновки.** Одержано замкнуті формули для переміщень, зусиль і напружень у консольній ортотропній плиті. Досліджено вплив виду крайових умов і деформацій поперечного зсуву та обтиснення на величини характеристик напружено-деформованого стану плити. Показано, що їх вплив на величину нормального переміщення може бути досить значним. Якщо для ізотропної плити ( $h/a = 1/3$ ) він може бути у межах 30-40%, то у випадку ортотропної плити він може збільшувати максимальне переміщення у 4-5 рази.

1. Амбарцумян С.А. Теория анизотропных пластин. М.: Наука, 1987. 360 с.
2. Пелех Б.Л. Теория оболочек с низкой сдвиговой жесткостью. К.: Наук. думка, 1973. 246 с.
3. Тарнопольский Ю.М., Розе А.В. Особенности расчета деталей из армированных пластиков. Рига: Зинатне, 1969. 276 с.
4. Шваб'юк В.І., Ротко С.В. Лінійне деформування, міцність і стійкість композитних оболонок середньої товщини: монографія. Луцьк, 2015. 264 с.
5. Шваб'юк В.І. Комплексне подання уточнених рівнянь згину ортотропних пластин з тріщинами. *Машинознавство*. 1999. № 4. С. 51–55.
6. Шваб'юк В.І., Маткова А.В., Шваб'юк В.В. Постановка першої основної крайової задачі згину ортотропних пластин для півнескінчених областей. *Наукові нотатки*. Луцьк: РВВ ЛНТУ. 2013. Вип.41, ч.1. С.260–266.
7. Shvabyuk V.I., Pasternak Y.M., Rotko S.V. Refined solution of the Timoshenko problem for an ortotropic beam on a rigid base. *Strenght of Materials*. 2010. Vol. 46. No. 1. P. 56–63.
8. Shvabyuk V.I., Rotko S.V., Uzhegova O.A. Bending of a Composite Beam with a Longitudinal Section. *Strenght of Materials*. 2014. Vol. 46. No. 4. P. 558–566.
9. Reissner E. On the theory of bending of elastic plates. *J. Math. and Phys.*, 1944, v.33, p.184.

УДК 625.852/853

**ЗАСТОСУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ХОЛОДНОГО  
РЕСАЙКЛІНГУ ДЛЯ РЕМОНТУ АСФАЛЬТОБЕТОННИХ  
ДОРОЖНИХ ПОКРИТТІВ**

**APPLICATION OF COOL REPLACEMENT TECHNOLOGY  
FOR REPAIR OF ASPHALT CONCRETE ROAD COATINGS**

**Шимчук О.П., к.т.н., доцент, Андрійчук О.В., к.т.н., доцент,  
Талах Л.О. к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Shymchuk O.P., Ph.D., in Engineering, Associate Professor,  
Andriichuk O.V., Ph.D., in Engineering, Associate Professor, Talakh L.O.  
Ph.D., in Engineering, Associate Professor (Lutsk National Technical  
University, Lutsk)**

В статті розглянуто дослідження технології холодного рециклювання дорожнього одягу з використанням цементу, яка забезпечить покращення його фізико-механічних властивостей та експлуатаційної поведінки під дією транспорту.

The article examines the technology of cold recycling of road wear using cement, which will improve its physical and mechanical properties and operational behavior under the influence of transport. As roads constantly suffer from stress and are exposed to atmospheric phenomena and, as a result, they wear out. Therefore, special attention should be paid to the problem of restoring roads that arose in the country, namely the problems of quality repairs. Changing the temperature and humidity of the environment, untimely repairs and failure to comply with the technology for their implementation leads to the destruction of roadway roads.

Therefore, there is a problem of restoration of road surface at any time of the year, taking into account the impossibility of using traditional materials, namely, hot asphalt mixes. Thus, the issues of technology and quality materials for the restoration of the operational properties of highways to date are very relevant.

Traditional repair methods consist in restoring lost operational properties of the coating by means of surface treatment or by arranging

an additional asphalt concrete layer. However, such methods do not exclude the possibility of rapid appearance of reflected surfaces of reflected cracks.

Recycling on the road using cement has many advantages in restoring old coatings that require a significant increase in their bearing capacity. This method is a solution that should always be taken into account, along with the classic methods of arranging protective layers or reconstruction. In many cases, recycling on the road using cement is the most economical option.

The results of studies on the physical and mechanical properties of concrete, which were made in laboratory conditions on the basis of milled pellets, show that the introduction of Portland cement of grade 400 and slowly decaying cationic bitumen emulsion into their composition provides sufficiently high parameters of the joint strength and water resistance coefficient compared to the samples without cement. The obtained results testify that the use of cold recaikeling technology with the addition of cement will provide sufficient durability of the arranged layer.

Ключові слова: дорожній одяг, ресайклінг, ремонт, технологія  
Keywords: road clothing, recaikeling, repair, technology

**Постановка наукової проблеми та її значення.** Автомобільні дороги постійно зазнають навантаження і піддаються впливам атмосферних явищ, вони зношуються. Також зі зростаючими вимогами до пропускнуї здатності автодороги морально застарівають. Все це породжує необхідність в капітальному або поточному ремонті практично всіх автомобільних доріг. Особливу увагу потрібно привернути проблемі відновлення доріг, котра виникла у державі, а саме проблемам ямкового ремонту. Зміна температури та вологи навколишнього середовища, несвоєчасне проведення ремонтних робіт та недотримання технології їх виконання призводить до руйнування дорожнього одягу автомобільних доріг.

Конструкція дорожнього одягу є одним з найбільш відповідальних елементів автомобільної дороги, що дає можливість виконувати її основні функції із забезпечення безперервного, безпечного та зручного руху транспортних засобів при перевезенні вантажів та пасажирів. Кошти, що витрачаються на дорожній одяг

при будівництві, ремонті та його утриманні, складають більшу частину капіталовкладень, що виділяються на автомобільні дороги і впливають на рівень дорожнього фінансування.

Тому виникає проблема відновлення дорожнього покриття в будь-яку пору року, враховуючи неможливість використання традиційних матеріалів, а саме – гарячих асфальтобетонних сумішей. Таким чином, питання технології та якісних матеріалів для відновлення експлуатаційних властивостей автомобільних доріг на сьогоднішній день є досить актуальним [1].

Традиційні методи ремонту полягають у відновленні втрачених експлуатаційних властивостей покриття способами поверхневої обробки або ж улаштуванням додаткового асфальтобетонного шару. Проте, такі способи не виключають можливість швидкої появи на відновленій поверхні відображених тріщин.

Рециклювання на дорозі з використанням цементу має багато переваг при відновленні старих покриттів, які потребують істотного підвищення їх несучої здатності. Даний спосіб є таким рішенням, яке повинно завжди враховуватися, разом з класичними способами улаштування захисних шарів або реконструкції. У багатьох випадках рециклювання на дорозі з використанням цементу виявляється найекономічнішим варіантом.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Аналіз та узагальнення результатів дослідження вітчизняних та зарубіжних дослідників дозволяє констатувати, що існуючі способи ремонту дорожніх одягів за характером технологічних процесів і обумовлених ними особливостями структуроутворення матеріалу можливо умовно розділити на дві групи: нарощування шарів і регенерація [2].

Багато країн вже мають значний досвід рециклювання із застосуванням цементу. У цілому результати можуть вважатися досить задовільними як для доріг з невеликою інтенсивністю руху, так і для основних доріг із значною кількістю у складі транспортного потоку вантажних автомобілів, а також для аеропортів [3-4].

**Метою роботи** було дослідження впливу технології холодного рециклювання дорожнього одягу на структуру матеріалу, що рециклюється з метою покращення його фізико-механічних властивостей та експлуатаційної поведінки під дією транспорту.



**Результати досліджень.** Технології регенерації шарів дорожнього одягу із бітумомінеральних сумішей поділяються на два основних види: гарячі і холодні.

Вибір того чи іншого способу рециркулювання у різних країнах залежить від технічних, екологічних та економічних чинників. Підхід до вибору технології рециркулювання неоднаковий в різних країнах, він базується на потребах країни, технічних вимогах до покриттів, існуючих технологіях, ресурсах і т.п. [5].

За кордоном усе більше поширення одержує технологія холодної регенерації шарів дорожніх одягів нежорсткого типу, при цьому роботи виконуються безпосередньо на дорозі.

Технологія холодної регенерації передбачає фрезерування старого дорожнього одягу (у окремих випадках із захопленням частини незв'язного шару основи), перемішування отриманого асфальтового дрібняку з в'язучим, розподіл суміші і її ущільнення. Як правило, поверх регенерованого шару укладають захисний шар із асфальтобетону або влаштовують поверхневу обробку.

Рециркулювання із застосуванням цементу дозволяє отримувати однорідний шар необхідної товщини, механічні властивості якого близькі до властивостей цементогрунту або укріпленого цементом мінерального матеріалу.

З метою порівняння впливу вмісту цементу на фізико-механічні властивості фрезерованого асфальтобетону, було проведено дослідження зразків в лабораторних умовах.

Зразки виготовляють з матеріалів, які передбачається отримати після фрезерування існуючого дорожнього одягу, з додаванням, якщо це необхідно, нових матеріалів, та з варіюванням вмісту цементу. Зразки повинні бути ущільнені до мінімально необхідної щільності на дорозі при оптимальному вмісті води (як це рекомендується у відповідному методі випробування «щільність - вологість»), а потім випробувані на міцність на стиск у віці 7 діб.

Уточнений вміст цементу встановлюють на зразках, ущільнених до щільності, що відрізняється на  $\pm 2\%$  від встановленої раніше. У такий спосіб може бути визначений мінімальний вміст цементу, який гарантує досягнення такої ж міцності, що й на дорозі.

Для випробування готуються зразки (рис. 1) за [6]. Перед випробуванням зразки термостатують при заданій температурі:  $(50\pm 2)^\circ\text{C}$ ,  $(20\pm 2)^\circ\text{C}$  або  $(0\pm 2)^\circ\text{C}$ . Температуру  $(0\pm 2)^\circ\text{C}$  створюють змішуванням води з льодом.



Рис. 1. Формування зразка в циліндричних формах

Водонасичення полягає у визначенні кількості води, яку поглинає зразок при заданому режимі насичення за допомогою вакуумної установки (рис. 2).



Рис. 2. Вакуумна установка

Для визначення границі міцності при стисканні зразків у водонасиченому стані використовують зразки, які випробувані

відповідно заданих вимог. Насичені водою зразки після зважування на повітрі і у воді знову розміщують у воді з температурою  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ , а перед випробуванням витирають м'якою тканиною або фільтрувальним папером.

Границю міцності при стисканні зразків визначають на пресах (рис. 3) при швидкості руху плити преса  $(3,0 \pm 0,3)$  мм/хв.



Рис. 3. Випробування зразка на гідравлічному пресі

Визначення водостійкості полягає в оцінюванні ступеня падіння міцності при стисканні зразків після дії на них води в умовах вакууму.

Водостійкість  $K_g$  обчислюють з точністю до другого десяткового знака за формулою:

$$K_g = \frac{R_{cm}^6}{R_{cm}^{20}} \quad (1)$$

де  $R_{cm}^6$  - границя міцності при стисканні при температурі  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  водонасичених у вакуумі зразків, МПа;

$R_{cm}^{20}$  - границя міцності при стисканні при температурі  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  зразків до водонасичення, МПа.

Результати досліджень показників фізико-механічних властивостей бетонів, які були виготовлені в лабораторних умовах

на основі фрезованого дрібняку, показують (табл. 1), що введення до їх складу портландцементу марки 400 та повільнорозпадної катіонної бітумної емульсії забезпечує достатньо високі показники границі міцності при стику та коефіцієнту водостійкості в порівнянні з зразками без цементу (табл. 2).

Таблиця 1

Фізико-механічні властивості матеріалу на основі фрезерованого асфальтобетону без в'язучих

Найменування показників	Вимоги ВБН В.2.3-218-539:2007	Дані випробувань			
		1	2	3	Середнє арифметичне
Водонасичення, % за об'ємом	не більше 6,0	5,94	5,95	5,80	5,90
Границя міцності при стиску, МПа, за температури, °С: 20	1,80	1,80	1,81	1,83	1,81
Коефіцієнт водостійкості	0,65	0,66	0,67	0,66	0,66

Таблиця 2

Фізико-механічні властивості матеріалу на основі фрезерованого асфальтобетону та в'язучих

Найменування показників	Вимоги ВБН В.2.3-218-539:2007	Дані випробувань
Водонасичення, % за об'ємом	не більше 6,0	4,3
Границя міцності при стиску, МПа, за температури, 20°С	не менше 1,8	2,90
Коефіцієнт водостійкості	не менше 0,65	0,84

**Висновки.** Результати досліджень показників фізико-механічних властивостей асфальтобетонів, зразки яких були виготовлені в лабораторних умовах на основі фрезованого дрібняку, показують, що введення до їх складу портландцементу марки 400 та повільнорозпадної катіонної бітумної емульсії забезпечує достатньо високі показники границі міцності при стику та коефіцієнту водостійкості в порівнянні з зразками без цементу. Отримані результати свідчать, що застосування технології холодного ресайклінгу з додаванням цементу забезпечить достатню довговічність влаштованого шару.

1. Шимчук О.П. Технологія приготування холодних органо-мінеральних сумішей для цілорічного ямкового ремонту асфальтобетонних покриттів /О.П. Шимчук// НАУКОВІ НОТАТКИ. Міжвузівський збірник (за галузями знань «Машинобудування та металообробка», «Інженерна механіка», «Металургія та матеріалознавство»). Випуск 45. Луцьк. – 2014. – с. 578-581.

2. Сюньи Г.К. Регенерированный дорожный асфальтобетон / Г.К. Сюньи, К.Х. Усманов, Э.С. Файнберг. – М.: Транспорт, 1984. – 118 с.

3. Сасько М.Ф. Холодний ресайклінг, його переваги і перспективи розвитку / М.Ф. Сасько // Автошляховик України. – 2004. – №2. – С. 37 – 40.

4. Головка С.К. Холодний ресайклінг – ефективна технологія відновлення дорожнього одягу / С.К. Головка // Автошляховик України. – 2003. – №6. – С. 34 – 35.

5. Рецикловання дорожніх одягів. Частина 1. Посібник з холодного рецикловання дорожніх одягів безпосередньо на дорозі з використанням цементу / Під заг. ред. проф. В. Жданюка і Д. Сибільського. - Харків: Вид-во ХНАДУ, 2005. -76 с.

6. ДСТУ Б В.2.7-89-99 (ГОСТ 12801-98) Будівельні матеріали. Матеріали на основі органічних в'язучих для дорожнього і аеродромного будівництва. Методи випробувань.

## З М І С Т

Бондарський О.Г., Ужегова О.А., Ужегов С.О., Ротко С.В., Задорожнікова І.В.	До розрахунку згинальних елементів за деформаціями .....	3
Верешко О.В., Білоус Д.Ю.	Розміщення закладів культурно-побутового обслуговування населення на неурбанізованих територіях (на прикладі Волинської області) .....	11
Вінцюк М.В., Самчук В.П.	Огляд особливостей врахування нелінійності при проектуванні будівельних конструкцій у ПК «ЛІРА-САПР» ТА «SCAD» .....	18
Дзюбинська О.В., Смаль М.В., Дзюбинський А.В.	Дослідження рекреаційних територій в розрізі земель різного цільового призначення .....	26
Дзюбинська О.В., Смаль М.В., Дзюбинський А.В.	Сучасні методики оцінки рекреаційних територій ..	33
Дробишинець С.Я., Киричук М.В.	Особливості використання фібробетону для монолітного будівництва .....	40
Ільчук Н.І., Шафранська О.З., Парфентьева І.О.	Нові технічні рішення ресурсозберігаючих технологій будівництва підземних споруд в Україні .....	47
Канцелярчик О.М., Ужегова О.А., Ротко С.В., Ужегов С.О.	Дослідження бетону на водонепроникність (повідомлення 1).....	55
Кислюк Д.Я., Чапюк О.С.	Дослідження роботи клеєметалевих з'єднань елементів дерев'яних конструкцій .....	63

Маліков В.В., Панасюк Я.І., Боярчук Б.А.	Прискорений метод визначення міцності цементогрунту ..... 70
Мікуліч О.А., Шваб'юк В.І.	Взаємодія пружного імпульсу з еліптичним отвором у пружній пластинці ..... 81
Пасічник Р.В.	Перша та друга квадратичні форми гіперболоїда обертання ..... 89
Пахолук О.А., Юшак Б.В.	Вплив гідрофобізації на стінові газобетонні блоки YTONG ..... 97
Сіромолот Г.В., Гребенюк О.В., Гребенюк І.В.	Вплив ступеня деталізації деяких параметрів розрахункової схеми на характеристики напружено-деформованого стану внутрішньої поздовжньої несучої стіни ..... 107
Скорук Л.М., Сібіковський О.В.	Рекомендації щодо збереження залізобетонних конструкцій під час пожежі в гаражах-стоянках..... 113
Смоляр А.М., Абд Альхамед Кіхья, Мірошкіна І.В., Юрченко С.В.	Особливості зведення плит зі зворотним вигином ..... 121
Стороженко Л.І., Семко П.О., Єфіменко О.І.	Чисельне моделювання сталезалізобетонних елементів методом скінченних елементів ..... 129
Сунак П.О., Синій С.В., Мельник Ю.А., Парасюк Б.О.	Ефективні галузі застосування сталевібробетону... 136
Талах Л.О., Корева О.О., Шимчук О.П., Андрійчук О.В.	Визначення глибини проникнення голки (пенетрації) модифікованих бітумів ..... 143
Трач Р.В.	Дослідження сучасних методів реалізації будівельних проектів ..... 149

Чапюк О.С., Гришкова А.В.	Порівняльний аналіз напружено-деформованих станів зчеплення з важким бетоном сталевий арматури серповидного профілю та композитної склопластикової .....	158
Шваб'юк В.В., Ротко С.В., Ужегова О.А., Канцелярчик О.М.	Згин консольної ортотропної плити крайовим навантаженням в уточненій постановці .....	166
Шимчук О.П., Андрійчук О.В., Талах Л.О.	Застосування технології холодного ресайклінгу для ремонту асфальтобетонних дорожніх покриттів .....	174



Наукове видання

**Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві**

**Збірник наукових праць**

**Випуск 9**

Верстка С.О.Ужегов

Редактор В.І. Шваб'юк

Підписано до друку 22 червня 2018 р. Формат 60 × 84 1/16.  
Папір офсетний

Гарнітура Times New Roman. Друк трафаретний.  
Умовн.друк.арк. 12,0. Тираж 100 пр. Зам. №\_\_\_

Віддруковано ІВВ Луцького НТУ, 43018, м.Луцьк, вул. Львівська, 75

Свідоцтво Держкомтелерадіо України ДК №4123 від 28.07.2011 р.