

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Сучасні технології
та методи розрахунків у будівництві

Збірник наукових праць

Випуск 14

Луцьк – 2020

У збірнику висвітлюються результати наукових досліджень будівельних матеріалів і конструкцій; технологій зведення та експлуатації будівель, інженерних і транспортних систем; теорії опору елементів будівельних конструкцій зовнішнім впливам та методів розрахунку; сучасних тенденцій проектних рішень у будівництві; енергоефективних технологій у міському будівництві та господарстві.

Призначений для науковців, фахівців проектних установ і виробничих підприємств, докторантів, аспірантів, студентів закладів вищої освіти.

Редакційна колегія:

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

Заступник редактора – **Пастернак Я.М.**, д.ф.-м.н., професор (Луцький НТУ)

Відповідальний секретар – **Ротко С.В.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ)

Азізов Т.Н., д.т.н., професор (УДПУ, Умань); **Андрійчук О.В.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Бабич Є.М.**, д.т.н., професор (НУВГП, Рівне); **Белятинський А.О.**, д.т.н., професор (НАУ, Київ); **Дробишинець С.Я.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Жданюк В.К.**, д.т.н., професор (ХНАДУ, Харків); **Задорожнікова І.В.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Ільчук Н.І.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Карась Славомір**, доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Кислюк Д.Я.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Клименко Є.В.**, д.т.н., професор (ОДАБА, Одеса); **Кочкар'юв Д.В.**, д.т.н., доцент (НУВГП, Рівне); **Мікулич О.А.**, д.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Москалькова Ю.Г.**, к.т.н., доцент (БРУ, Білорусь); **Максимович О.В.**, д.т.н., професор (НУ "ЛП"); **Наумов В.С.**, д.т.н., професор (Краківська політехніка, Польща); **Пасічник Р.В.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Пустюльга С.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Савенко В.Я.**, д.т.н., професор (НТУ, Київ); **Самчук В.П.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Семенюк С.Д.**, д.т.н., професор (БРУ, Білорусь); **Синій С.В.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Сунак П.О.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Трач В.М.**, д.т.н., професор (НУВГП, Рівне); **Ужегова О.А.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Ужегов С.О.**, к.т.н., (Луцький НТУ); **Чапюк О.С.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Шишкін О.О.**, д.т.н., професор (КНУ, Кривий Ріг).

Зареєстрований Державною реєстраційною службою України (свідоцтво про державну реєстрацію КВ № 20340-10140Р від 31.05.2013).

Включений Міністерством освіти і науки до переліку наукових фахових видань України (категорія Б) за спеціальностями 113 – Прикладна математика; 122 – Комп'ютерні науки (наказ МОН України, № 409 від 17.03.2020 р.); 192 – Будівництво та цивільна інженерія (наказ МОН України, № 886 від 02.07.2020 р.).

Матеріали збірника рекомендовані до друку на засіданні Вченої ради Луцького НТУ (протокол № 3 від 03 грудня 2020 р.).

Адреса редакції: 43018, м. Луцьк, вул. Потебні, 56, Луцький НТУ, кафедра будівництва та цивільна інженерії, e-mail: Zbirnukfbd@gmail.com,

<http://eforum.lntu.edu.ua/index.php/construction>, телефон (0332) 26-24-60

**ЖОРСТКІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ З ПОХИЛИМИ
ТРИЩИНАМИ ПРИ ДІЇ КРУТНОГО МОМЕНТА І ПОПЕРЕЧНОЇ
СИЛИ**

**RIGIDITY OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WITH
INCLINED CRACKS UNDER THE ACTION OF TRANSVERSAL
FORCE AND TORSION**

Азізов Т.Н., д.т.н., проф.¹, Кочкар'єв Д.В., д.т.н., доц.²,
Юрковська Н.Р., к.т.н.³

¹Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини,
м. Умань, Україна;

²Національний університет водного господарства та
природокористування, м. Рівне, Україна

³Краківський університет технологій імені Тадеуша Костюшка,
Краків, Польща

Taliat Azizov¹, Dmytro Kochkarev², Nadzjeja Jurkowska³

¹Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical University, Uman, Ukraine

²National University of Water and Environmental Engineering, Rivne,
Ukraine

³Tadeusz Kosciuszko Cracow University of Technology, Krakow, Poland.

Наведено методику визначення нагельних сил в поздовжній і поперечній арматурі залізобетонного елемента з похилою тріщиною при дії поперечної сили і крутних моментів. Показано, що нагельна сила в поздовжній і поперечній арматурі має дві складові в горизонтальній і вертикальній площинах. Ці нагельні сили визначаються з умови спільності деформацій в місці умовного розсічення арматури. Наведено систему рівнянь для визначення нагельних сил в арматурі.

A method for determining the dowel forces in the longitudinal and transverse reinforcement of RCE with flexural cracks subjected to transverse force and torques is presented.

It is shown that the external transverse force is perceived by the shear force in the compressed zone of concrete, the sum of the forces in stirrups and transverse (dowel) force in the longitudinal reinforcement. It is assumed that the external transverse force is perceived in proportion to the stiffnesses of these three components. The shear stiffness of compressed zone of concrete is defined as the product of the area of the compressed zone and the shear modulus of concrete. The axial stiffness of transverse reinforcement within the calculated inclined section is defined as the product of the Young modulus of the rebar by the total area of all transverse rebars in this section. The shear stiffness of the longitudinal reinforcement is determined by the empirical formula for the anchor

displacement in the transverse direction due to the force acting perpendicular to its axis. In torsion, the dowel force in the longitudinal reinforcement has horizontal and vertical components.

The axial force and a horizontal component of the dowel force arise in the transverse reinforcement. To determine all components of the axial and dowel forces in the longitudinal and transverse reinforcement, the compatibility conditions should be composed in the places of the cut of the longitudinal and transverse rebars. In addition to displacements from external and internal forces, these conditions also include displacements due to local deformation in the places of cut of reinforcement. As a result, a system of four equations is derived for determining the vertical and horizontal components of forces in the longitudinal and transverse reinforcement.

After determining all the dowel forces in the longitudinal and transverse reinforcement, the mutual displacement of the sides of the inclined cracks is defined as the sum of displacements caused by external load and dowel forces. Having dowel and longitudinal forces, the torsional stiffness of an element with an inclined crack should be determined according to the method developed by the authors of this article previously.

Ключові слова: нагельна сила, жорсткість при крученні, поперечна сила, залізобетон, арматура.

Keywords: dowel force, torsional stiffness, shear force, reinforced concrete, reinforcement.

Аналіз досліджень і постановка задачі

При дії локальних навантажень на залізобетонні перекриття перерозподіл зусиль між окремими його елементами залежить як від згинальної, так і від крутильної жорсткостей цих елементів [3, 6, 7]. Визначення жорсткості при крученні залізобетонних елементів традиційними методами передбачає наявність просторових (спіральних) тріщин [8, 9]. Однак, в більшості випадків в залізобетонних елементах, в яких крутіння є вторинним ефектом, утворюються тільки нормальні і похилі тріщини. Питанням визначення крутильної жорсткості залізобетонних елементів з нормальними тріщинами присвячені роботи авторів цієї статті [1, 12]. У цих роботах показано, що задача визначення крутильної жорсткості залізобетонних елементів з нормальними тріщинами включає три етапи. На першому етапі поздовжню арматуру розсікають і визначають взаємне зміщення берегів нормальної тріщини без урахування поздовжньої арматури. На другому етапі визначають нагельні сили в поздовжній арматурі з умови рівності нулю взаємного зміщення арматури з двох сторін умовного розсічення поздовжньої арматури. Третій етап по суті це і є визначення жорсткості при крученні елемента з відомою величиною нагельних сил.

В роботі [10] вирішена перша частина завдання для елемента з похилою тріщиною. У похилому перерізі крім поздовжньої арматури є ще і поперечна арматура, яка також чинить опір дії крутного моменту. Методика визначення нагельних сил в подовжній і поперечній арматурі в

похилому перерізі відсутня.

У зв'язку з вищесказаним **метою цієї статті** є розроблення методики визначення зусиль в поздовжній і поперечній арматурі в елементі з похилою тріщиною при дії поперечних сил і крутного моменту.

Виклад основного матеріалу

Розглянемо залізобетонний елемент з похилою тріщиною, на який діє поперечна сила і крутний момент. У поздовжній і поперечній арматурі будуть виникати осьові і нагельні сили не тільки від крутіння, а й від згину. Розглянемо спочатку визначення нагельної сили в поздовжній арматурі від дії згину. Після визначення нагельної сили від згину слід визначити нагельну силу від крутіння і тоді можна буде визначити крутильну жорсткість елемента. Експериментальними дослідженнями встановлено [4, 5], що величина нагельної сили в поздовжній арматурі в стадії перед руйнуванням при армуванні елемента поперечною арматурою не перевищує 10% всієї поперечної сили в перерізі. В стадії експлуатації величина нагельної сили ще менша. Тому, можна запропонувати наближений спосіб визначення цієї сили. Схема для визначення нагельної сили від дії поперечної сили приведена на рис. 1.

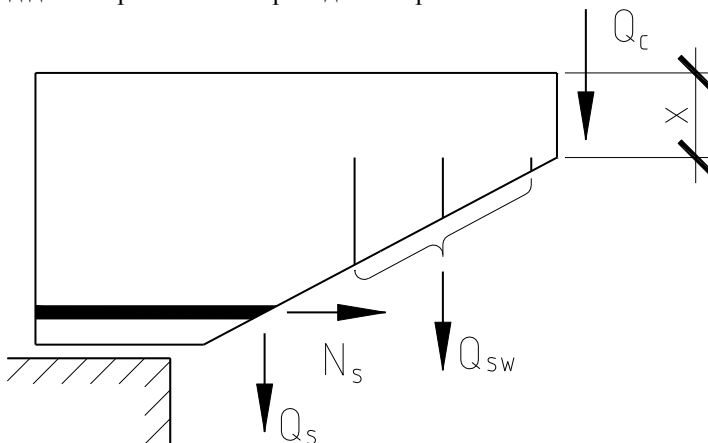


Рис. 1. Схема зусиль, що діють в похилому перерізі при дії поперечних сил

Зовнішню поперечну силу сприймає поперечна сила Q_c в стиснутій зоні бетону, поперечна сила Q_{sw} , що дорівнює сумі сил в хомутах, і поперечна (нагельна) сила Q_s в поздовжній арматурі. Припустимо, що зовнішня поперечна сила сприймається пропорційно жорсткості складових елемента. Позначимо зсувну жорсткість бетону стиснутої зони через GA_c , осьову жорсткість поперечної арматури, що потрапила в розрахунковий похилий переріз, через EA_{sw} , зсувну жорсткість поздовжньої арматури GA_s . Визначення жорсткостей GA_c і EA_{sw} не представляє труднощів:

$$GA_c = G_c b \cdot x; \quad (1)$$

$$EA_{sw} = E_{sw} A_{sw}, \quad (2)$$

де G_c – модуль зсуву бетону; b – ширина перерізу балки; x – висота стиснутої від згину зони (див. рис. 1); E_{sw} – модуль пружності поперечної арматури; A_{sw} – сумарна площа всієї поперечної арматури, що потрапила в розрахунковий похилий переріз.

Для визначення жорсткості поздовжньої арматури на зсув слід розглянути її деформовану схему (рис. 2).

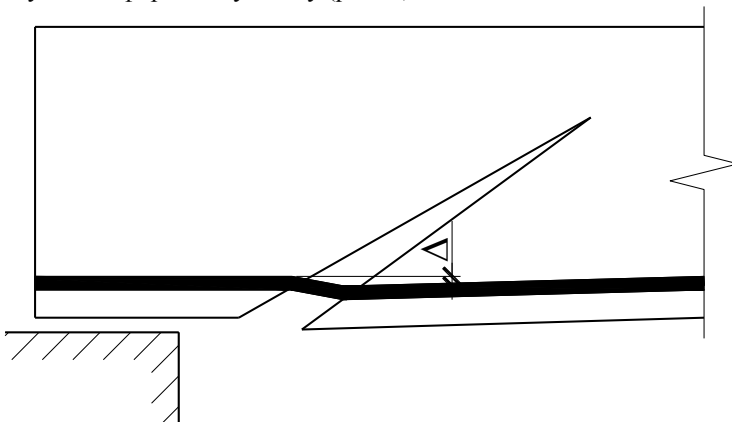


Рис. 2. Схема до визначення жорсткості поздовжньої арматури на зсув

Переміщення Δ арматури, закладеної в бетон, поперек її осі можна визначити за емпіричною формулою [11]:

$$\Delta = 1000 \frac{Q^2}{d^3 E_c^2} + \frac{Q}{d \cdot E_c}, \quad (3)$$

де Q – сила, яка зсуває арматуру поперек її осі; d , E_c – відповідно, діаметр арматури і модуль деформацій бетону.

Формулу (3) можна застосувати для арматури праворуч від похилої тріщини (див. рис. 2). Переміщення арматури зліва від похилої тріщини може бути визначено за формулою (3), множенням величини Δ на деякий коефіцієнт $k < 1$. Це пов'язано з тим, що переміщенню вниз арматури перешкоджає опора балки (див. рис. 2). Коефіцієнт k слід визначити на основі додаткових експериментальних досліджень.

Повне переміщення поздовжньої арматури в тріщині на одиниці довжини буде визначено за виразом:

$$\Delta_{crc} = \Delta(1 + k), \quad (4)$$

де Δ визначається за (3).

Після визначення Δ_{crc} зсувну жорсткість поздовжньої арматури GA_s отримаємо, прирівнюючи величину Δ_{crc} переміщенню від зсуву елемента одиничної довжини з площею A_s :

$$\Delta_{crc} = \frac{Q}{GA_s}, \quad (5)$$

звідки легко знайти величину GA_s , приймаючи в (3) і (5) одиничну поперечну силу.

Пояснимо наведену вище методику розподілу поперечної сили на прикладі. Нехай висота стиснутої зони елемента дорівнює $x = 5$ см, ширина перерізу елемента $b = 15$ см. Поздовжня арматура $2\emptyset 16A500$. У похилий переріз потрапляють 3 ряди поперечних стрижнів з арматури $2\emptyset 6A400$. Модуль деформацій бетону $E_c = 25000$ МПа = 2500 кН/см²; модуль зсуву бетону $G_c = 1000$ кН/см². Слід визначити, які частки зовнішньої поперечної сили будуть сприймати стиснутий бетон, поздовжня і поперечна арматура.

За формулами (1) і (2) будемо мати:

$$GA_c = 1000 \cdot 10 \cdot 5 = 50000 \text{ кН};$$

$$EA_{sw} = 20000 \cdot (3 \cdot 3 \cdot 0.29) = 34800 \text{ кН}.$$

Далі за формулою (3) при $Q=1$ визначимо:

$$\Delta = \left[\frac{1000}{1.6^3 \cdot 2600^2} + \frac{1}{1.6 \cdot 2500} \right] / 2 = 0.00014453 \text{ см}.$$

У останньому виразі поділено на 2, тому що є два поздовжніх стрижня.

Припустимо наближено, що коефіцієнт $k = 1$. Тоді будемо мати:

$$\Delta_{crc} = 2 \cdot \Delta = 0.000289 \text{ см}$$

Далі за (5) при $Q=1$ будемо мати:

$$GA_s = 1 / \Delta_{crc} = 1 / 0.000289 = 3459 \text{ кН}.$$

Якщо прийняти GA_s за одиницю, то будемо мати $GA_c = 14.45 GA_s$; $EA_{sw} = 10.06 GA_s$. Сумарне значення жорсткості в перерізі складе $25.51 GA_s$. Тоді розподіл зовнішньої поперечної сили між елементами складе:

$$\text{для бетону стиснутої зони } 14.45 / 25.51 = 0.566 Q;$$

$$\text{для поперечної арматури } 10.06 / 25.51 = 0.394 Q;$$

для поздовжньої арматури (величина нагельної сили):

$$1 / 25.51 = 0.0392 Q.$$

Таким чином, поздовжня арматура сприймає (за рахунок нагельного ефекту) 4% поперечної сили; поперечна арматура сприймає 40%, а бетон стиснутої зони – 56% поперечної сили в перерізі. Цей результат

узгоджується з даними експериментальних досліджень [4, 5], де сказано, що при достатньому армуванні поперечною арматурою сприйняття поперечної сили за рахунок нагельного ефекту становить близько 5%. Ті ж експериментальні дослідження показали, що на стадіях, близьких до руйнування, ефект нагельної сили збільшується. Це цілком можна пояснити з точки зору наведеної вище інженерної методики, тому що в цьому випадку за рахунок пластичних деформацій модуль зсуву бетону буде зменшуватися і частка поперечної сили, що сприймається за рахунок нагельного ефекту, буде збільшуватися.

Перейдемо тепер до визначення нагельної сили в поздовжній і поперечній арматурі при крученні (за принципом незалежності дії сил будемо вважати, що до нагельних і осьових сил від крутіння слід додати сили від згину).

Зробимо так само, як це зроблено для визначення нагельних сил в арматурі при наявності нормальних тріщин [2, 12]. Розсічемо всі поперечні і поздовжні стрижні. Дію всіх поперечних стрижнів так само, як це було зроблено вище для згину, замінимо одним рядом стрижнів з сумарною жорсткістю, яка дорівнює сумі жорсткостей всіх поперечних стрижнів, які потрапили в похилий переріз. Тоді в похилому перерізі будуть діяти нагельні і поздовжні сили, як показано на рис. 3.

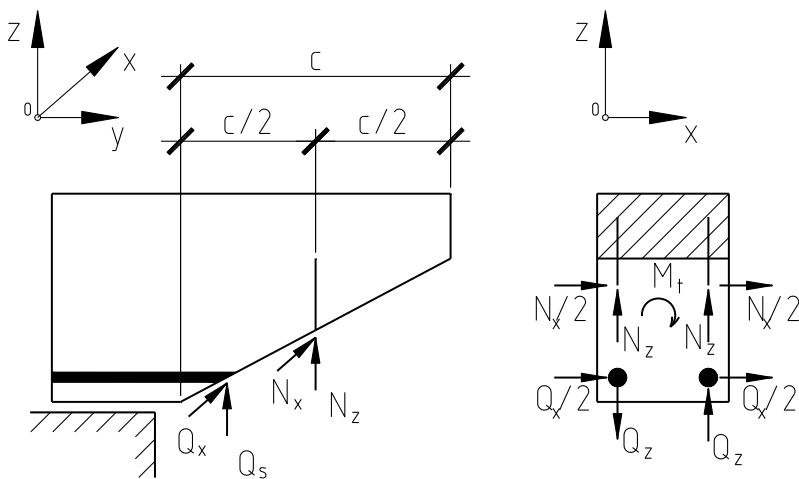


Рис. 3. Схема дії нагельних і поздовжніх сил в похилому перерізі

Нехай після розтину арматури визначені взаємні зміщення двох суміжних точок в місці перетину поздовжньої арматури і сумарної поперечної арматури способом, описаним в роботі авторів цієї статті [10].

Далі складанням умов спільності деформацій у місцях розтину поздовжньої і поперечної арматури слід записати систему рівнянь для визначення нагельних і поздовжніх сил у всіх стрижнях арматури. Система рівнянь виглядає наступним чином:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_{s,x}^{Mt} - Q_x \delta_{xx} - Q_z \delta_{xz} - N_x \delta_{x,Nx} - N_z \delta_{x,Nz} - 2\Delta_{loc}^x = 0 \\ \Delta_{s,z}^{Mt} - Q_x \delta_{zx} - Q_z \delta_{zz} - N_x \delta_{z,Nx} - N_z \delta_{z,Nz} - 2\Delta_{loc}^z = 0 \\ \Delta_{w,x}^{Mt} - Q_x \gamma_{xx} - Q_z \gamma_{xz} - N_x \gamma_{x,Nx} - N_z \gamma_{x,Nz} - 2\gamma_{loc}^x = 0 \\ \Delta_{w,z}^{Mt} - Q_x \gamma_{zx} - Q_z \gamma_{zz} - N_x \gamma_{z,Nx} - N_z \gamma_{z,Nz} - 2\gamma_{loc}^z = 0 \end{array} \right. \quad (6)$$

В системі (6) прийняті позначення:

$\delta_{xx}, \delta_{xz}, \delta_{x,Nx}, \delta_{x,Nz}$ – взаємне зміщення берегів тріщини в напрямку дії сили Q_x від крутіння одиничними силами відповідно $Q_x=1, Q_z=1, N_x=1, N_z=1$;

$\delta_{zx}, \delta_{zz}, \delta_{z,Nx}, \delta_{z,Nz}$ – взаємне зміщення берегів тріщини в напрямку дії сили Q_z від крутіння одиничними силами відповідно $Q_x=1, Q_z=1, N_x=1, N_z=1$;

$\gamma_{xx}, \gamma_{xz}, \gamma_{x,Nx}, \gamma_{x,Nz}$ – взаємне зміщення берегів тріщини в напрямку дії сили N_x від крутіння одиничними силами відповідно $Q_x=1, Q_z=1, N_x=1, N_z=1$;

$\gamma_{zx}, \gamma_{zz}, \gamma_{z,Nx}, \gamma_{z,Nz}$ – взаємне зміщення берегів тріщини в напрямку дії сили N_z від крутіння одиничними силами відповідно $Q_x=1, Q_z=1, N_x=1, N_z=1$;

$\Delta_{s,x}^{Mt}, \Delta_{s,z}^{Mt}, \Delta_{w,x}^{Mt}, \Delta_{w,z}^{Mt}$ – взаємне зміщення берегів тріщини від крутіння зовнішнім моментом в напрямку дії відповідно сил Q_x, Q_z, N_x, N_z ;

$\Delta_{loc}^x, \Delta_{loc}^z$ – переміщення від місцевої деформації в місці розташування поздовжньої арматури відповідно від сил Q_x і Q_z ;

$\gamma_{loc}^x, \gamma_{loc}^z$ – переміщення від місцевої деформації в місці розташування поперечної арматури відповідно від сил N_x і N_z .

Слід зазначити, що величини зсувів від одиничних сил і від зовнішнього моменту є величинами саме взаємного зміщення берегів тріщини, на відміну від коефіцієнтів канонічних рівнянь методу сил, які означають абсолютні переміщення певної точки, хоча природа їх однакова.

Для уточнення розрахунків можна розглянути умови спільності деформацій не в усередненій поперечній арматурі, а в місці розташування кожного з поперечних стрижнів, які потрапили в похилий переріз. Тоді система рівнянь буде містити більшу кількість невідомих.

Величини Δ_{loc} краще визначати за емпіричними даними, наведеними в нормативних документах, наприклад за [11]. Це пов'язано з фактом, що

моделювання навіть за допомогою об'ємних скінчених елементів не дає результату, близького до реальності, так як арматура в масиві бетону в реальних умовах стискає бетон під своєю поверхнею, а при комп'ютерному моделюванні скінченні елементи, розташовані з боку, протилежного напрямку нагельної сили, також чинять опір переміщенню. Тому величини Δ_{loc} потрібно визначати за емпіричною формулою (3).

Тут слід зазначити, що при визначенні Δ_{loc}^x замість Q у виразі (3) слід підставити величину $Q_x/2$, при визначенні γ_{loc}^x замість Q у вираз (3) слід підставити величину $N_x/2$, а при визначенні інших Δ_{loc} – безпосередньо ці величини сил. Це пов'язано з фактом, що величини Q_x і N_x однаково розподіляються між арматурними стрижнями зліва і справа (див. рис. 3).

Підставляючи (3) в систему (6), отримуємо систему чотирьох квадратних рівнянь, в результаті вирішення якої будуть визначені всі невідомі Q_x , Q_z , N_x , N_z . Після визначення цих невідомих сил до них слід додати нагельні і поздовжні сили в поздовжній і поперечній арматурі від дії згинального моменту і поперечної сили.

Після визначення всіх нагельних сил в поздовжній і поперечній арматурі, а також осьових сил в поперечній арматурі, взаємне зміщення берегів похилої тріщини визначається як сума переміщень від зовнішнього навантаження і від визначених у результаті рішення задачі нагельних сил. Маючи визначені нагельні і поздовжні сили, крутильну жорсткість елемента з похилою тріщиною можна обчислити за методикою [2, 12].

Висновки і перспективи досліджень

При крученні елемента з похилими тріщинами опір крутному моменту чинять поздовжня і поперечна арматура, а також частина бетонного перерізу без тріщин. Для визначення жорсткості при крученні елемента з похилою тріщиною слід спочатку розсікти поздовжню і поперечну арматуру в перерізі з тріщиною, а потім визначити взаємне зміщення берегів тріщини. Після визначення взаємного зсуву берегів тріщини слід визначити складові Q_x і Q_z нагельної сили в поздовжній арматурі, а також складові N_x і N_z в поперечній арматурі за допомогою системи рівнянь (6). Потім до цих нагельних сил слід додати нагельні та поздовжні сили в поздовжній і поперечній арматурі від дії згинального моменту і поперечної сили. Знаючи величину нагельних сил, неважко визначити крутильну жорсткість елемента з похилою тріщиною.

Наведена в роботі методика визначення нагельних сил в поздовжній і поперечній арматурі при крученні і поперечному згині залізобетонних елементів з похилими тріщинами дозволяє більш точно проектувати залізобетонні конструкції, в елементах яких з'являються похилі тріщини і які сприймають не тільки згинальні, але й крутні моменти. Методика є інженерною і має достатню для практичних розрахунків точність. При цьому відпадає потреба використання складних програмних комплексів з моделюванням об'ємними скінченими елементами, що в свою чергу

суттєво зменшує час та трудовитрати на проектування.

Перспективою досліджень є експериментальна перевірка розробленої методики розрахунку.

References

1. Azizov T. 2009. Zhestkost' zhelezobetonyh ehlementov pri kruchenii i ee vliyanie na prostranstvennuyu rabotu mostov [Stiffness of reinforced concrete elements in torsion and its impact on the spatial work of bridges] // Mechanics and physics of fracture of building materials and constructions Collection of scientific works. H. V. Karpenko Phys.-Mechanical Institute of the National Academy of Sciences of Ukraine. – Lviv, 2009. – pp. 576–590.
2. Azizov T.N., Orlova O.M. ZHorstkist' i micnist' pri kruchenni zalizobetonyh dvotavrovih elementiv z normal'nimi trishchinami [Stiffness and torsional strength of reinforced concrete I-beams with normal cracks] // Tauride National University series: Technical Sciences Volume 31 (70) No. 3 2020.Part 2. – pp. 124-129.
3. Gornov V. N. Issledovanie prochnosti i zhyostkosti sbornyh zhelezobetonyh perekrytij iz lotkovykh nastilov [Research of strength and rigidity of precast reinforced concrete floors from tray floorings] // Materials and structures in modern architecture, Moscow: Stroizdat, 1950.
4. Dorofeev V. S., Karpjuk V. M., Kantovskaya E. N. Prochnost', treshchinostjkost' i deformativnost' nerazreznyh zhelezobetonyh balok [Strength, crack resistance and deformability of continuous reinforced concrete beams]. - Odessa, 2010. - 176 p.
5. Dorofeev V. S., Karpjuk V. M., Karpjuk F. R. Prochnost', treshchinostjkost' i deformativnost' predvaritel'no napryazhennyh tavrovyyh zhelezobetonyh elementov [Strength, crack resistance and deformability of prestressed reinforced concrete elements]. Odessa, 2010. - 223 p.
6. Drozdov P.F. Konstruirovaniye i raschyot nesushchih sistem mnogoetaznyh zdaniy i ih elementov [Design and calculation of bearing systems of multi-storey buildings and their elements], Moscow: Stroyizdat. 1977. – 223.
7. Karabanov B. V. Nelinejnyj raschet sborno-monolitnyh zhelezobetonyh perekrytij [Nonlinear calculation of precast-monolithic reinforced concrete floors] // Concrete and reinforced concrete. - 2001. - no. 6. – pp. 14-18.
8. Karpenko N.I. 1996. Obshchie modeli mekhaniki zhelezobetona [General models of the mechanics of reinforced concrete], Moscow: Stroyizdat, 1996. – 416.
9. Cowan H.J. 1972. Kruchenie v obychnom i predvaritel'no napryazhennom zhelezobetone [Torsion in the plane and prestressed reinforced concrete], Moscow: Strojizdat, 1972. – 104.
10. Kochkarev D.V., Azizov T.N. Peremeshcheniya pri kruchenii zhelezobetonyh elementov s naklonnymi treshchinami [Displacements of reinforced concrete elements with inclined cracks in torsion] // Science of Europe. – 2020. – Vol 1, № 54. – pp. 18-22.
11. NIIZhB Gosstroya SSSR sud. 1984. Rekomendacii po proektirovaniyu stal'nyh zakladnyh detalej dlya zhelezobetonyh konstrukcij [Recommendations for the design of steel details for reinforced concrete structures], Moscow: Stroyizdat, 1984. – 87.
12. Azizov T., Jurkowska N., Kochkarev D. Basis of calculation on torsion for reinforced concrete structures with normal cracks // Concrete Innovations In Materials,

Design And Structures. Fib Symposium 2019. Cracow 27-29 May 2019. Book of Abstracts. S. 489-490

Список використаної літератури

1. Азизов Т.Н. Жесткость железобетонных элементов при кручении и ее влияние на пространственную работу мостов // *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій*// Збірник наукових праць. НАН України. Фізико-мех.інститут ім. В.Г. Карпенка. – Львів, 2009. – С. 576-590.
2. Азізов Т.Н., Орлова О.М. Жорсткість і міцність при крученні залізобетонних двотаврових елементів з нормальними тріщинами // *Вчені записки Таврійського національного університету імені В.І. Вернадського Серія: Технічні науки* Том 31 (70) № 3 2020. Частина 2. – С. 124-129.
3. Горнов В.Н. Исследование прочности и жёсткости сборных железобетонных перекрытий из лотковых настилов // *Материалы и конструкции в современной архитектуре.* – М.: Стройиздат, 1950.
4. Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Крантовская Е.Н. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок. – Одесса, 2010. – 176 с.
5. Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Карпюк Ф.Р. Прочность, трещиностойкость и деформативность предварительно напряженных тавровых железобетонных элементов. Одесса, 2010. – 223 с.
6. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчёт несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. – М.: Стройиздат, 1977. – 223 с.
7. Карабанов Б.В. Нелинейный расчет сборно-монолитных железобетонных перекрытий // *Бетон и железобетон.* – 2001. - №6. - С. 14-18.
8. Карпенко Н.И. общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
9. Коуэн, Г.Дж. Кручение в обычном и предварительно напряженном железобетоне: Пер. с англ. / Г.Дж. Коуэн; – М.: Изд-во литературы по строительству, 1972. – 104 с.
10. Кочкарев Д.В., Азизов Т.Н. Перемещения при кручении железобетонных элементов с наклонными трещинами // *Science of Europe.* – 2020. – Vol 1, № 54. – pp. 18-22.
11. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций / НИИЖБ. –М.: Стройиздат, 1984. – 87 с.
12. Azizov T., Jurkowska N., Kochkarev D. Basis of calculation on torsion for reinforced concrete structures with normal cracks // *Concrete Innovations In Materials, Design And Structures. FibSymposium 2019. Cracow 27-29 May 2019. Book of Abstracts.* S. 489-490.

**ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ ЦЕНТРАЛЬНО РОЗТЯГНУТИХ
КОМБІНОВАНО АРМОВАНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**CRACK RESISTANCE OF CENTRALLY STRETCHED COMBINED
RE-ENFORCED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS**

Андрійчук О. В., к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет), Бабич В. Є., к.т.н., доцент, Поляновська О. Є., к.т.н., Швець І. В., аспірант (Національний університет водного господарства та природокористування)

Andriiuchuk O. V., Candidate of Technical Sciences, Associate Professor (Lutsk National Technical University), Babych V. Ye., Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Polianovska O. Ye., Candidate of Technical Sciences, Shvets I. V., graduate student (National University of Water and Environmental Engineering)

Наведена методика визначення основних параметрів дисперсного об'ємного армування в сполученні з поздовжньою стержньовою арматурою для центрально розтягнутих залізобетонних елементів, в яких в процесі експлуатації утворення тріщин не допускається. В основу методики покладена математична модель визначення зусилля тріщиноутворення, яка базується на основі математично планованого експерименту з варіюванням міцності бетону, довжини сталеві фібри та коефіцієнту об'ємного дисперсного армування. Методика реалізована на прикладі стіни циліндричного резервуара для води.

Reinforced concrete structures, in which during normal operation the sudden appearance of cracks is not allowed occur in the practice of erection of buildings and structures in many cases

Such constructions, as a rule, are executed with prestressing of working rod armature that leads to additional power expenses. In the practice of construction, combined reinforced concrete structures are beginning to be used, in which rod work reinforcement and volume dispersed reinforcement with steel fiber are used at the same time. In such structures, the resistance to tensile forces from external loads increases significantly, but the use of such structures is limited due to the lack of methods for their calculation and determination of rational parameters of disperse reinforcement.

The article presents a method for determining the parameters of volume dispersion reinforcement with steel fiber of a centrally stretched reinforced concrete element on the example of calculating the wall of a cylindrical tank, in which during normal operation the formation of cracks is not allowed.

The method is grounded on a mathematically planned experiment, based on which a mathematical model was obtained to determine the strength of reinforced concrete and crack force in the wall depending on the main factors of influence: concrete strength, length of steel fiber and volume dispersion reinforcement. For a cylindrical tank for

liquid with a diameter of 18 m and a height of 4.8 m based on the analysis of the obtained mathematical model of wall resistance to cracking and taking into account the expense of fiber per 1 cubic meter of concrete, the rational parameters of its volumetric disperse reinforcement are: when using concrete class C30 / 35 fiber length 60 mm with a expense of 50 kg per cubic meter of concrete; when using concrete class C32 / 40 fiber length 50 mm with a expense of 39 kg per cubic meter of concrete.

The final choice of the parameters of dispersed reinforcement from the above two must be determined by cost, based on the actual conditions of construction of the tank

Ключові слова: центрально розтягнуті елементи, комбіноване армування, тріщиностійкість, фактори впливу, математично планований експеримент, математична модель тріщиностійкості.

Keywords: centrally stretched elements, combined reinforcement, crack resistance, influencing factors, mathematically planned experiment, mathematical model of crack resistance.

Постановка задачі дослідження. Численні залізобетонні конструкції та їх елементи в процесі експлуатації сприймають розтягуючі зусилля, до таких елементів можна віднести нижні пояси ферм, затяжки арок, стіни циліндричних резервуарів та силосів, опорні кільця куполів, висячі оболонки та інші. До таких залізобетонних конструкцій, залежно від умов експлуатації та їхніх особливостей, ставиться низка вимог, серед основних з яких вимога відсутності в них тріщин у процесі експлуатації. Вимоги відсутності тріщин ставлять до залізобетонних конструкцій, в яких для повністю розтягнутого перерізу повинна бути забезпечена непроникність, до унікальних конструкцій із підвищеними вимогами за довговічністю, а також до конструкцій, що експлуатуються в умовах агресивного середовища [1].

Для забезпечення необхідної тріщиностійкості конструкцій наразі застосовують певні заходи, до яких можна віднести влаштування попереднього напружування арматури, використання бетону високої міцності, що тягне за собою додаткові матеріальні та енергетичні витрати. В останній час для підвищення опору залізобетонних елементів утворенню тріщин розглядається їх комбіноване армування, тобто, сполучення армування стрижневою поздовжньою арматурою з фібровим дисперсним армуванням бетону, для якого рекомендується staleва фібра.

В роботах [2, 3, 4] доведена доцільність використання комбінованого армування в згинальних і центрально розтягнутих елементах, які мають прямокутний переріз з відношенням меншої сторони до більшої в межах 0,4 – 0,8. Відомо, що міцність дисперсно армованого бетону залежить від відношення меншого і більшого розмірів поперечного перерізу елемента до довжини фібри, що враховується коефіцієнтом орієнтації фібри [6]. В наведених роботах такі відношення змінювалися в межах 3,3 – 12,5. В практиці будівництва зустрічаються елементи, в яких такі відношення

можуть змінюватися в інтервалі 1 – 25 (стіни резервуарів, силосних корпусів тощо). Але дослідження для таких елементів не виконувалися.

З огляду на наведене, в статті ставиться задача дослідити тріщиностійкість комбіновано армованої стіни резервуара для води та розробити методику визначення його оптимальних параметрів.

Огляд попередніх досліджень. В роботі [3] досліджено вплив дисперсного армування в розтягнутій зоні залізобетонних балок на їхню тріщиностійкість. Розроблена розрахункова схема напружено-деформованого стану поперечного перерізу залізобетонної балки з шаром бетону з дисперсним армуванням у розтягнутій зоні перед утворенням тріщин, на основі якої отримані формули для визначення моменту тріщиноутворення. В основу використаної деформаційної методики визначення моменту тріщиноутворення покладена повна діаграма деформування бетону і сталевібробетону, яка описується поліномом п'ятого ступеня [1].

З наведених формул випливає, що опір комбіновано армованих балок тріщиноутворенню залежить від міцності сталевібробетону, яка визначається за формулами [6] і на яку впливає низка факторів, серед яких: клас бетону; довжина і діаметр фібри; процент об'ємного дисперсного армування; процент поздовжнього армування стержневою арматурою; розміри розтягнутого поперечного перерізу або його частини.

Щоб визначити оптимальні параметри дисперсного армування, необхідно знати вплив на міцність сталевібробетону при розтяганні значень кожного фактору та їх сполучень. Математично вирішити цю задачу при названій кількості факторів практично неможливо, а тому автори роботи [3] для аналізу вибрали, на їх погляд, найбільш впливові змінні фактори, а саме: об'ємний процент вмісту фібри μ_{fv} , процент поздовжньої арматури μ_s , товщина шару вібробетону c_f . Інші фактори прийняті фіксованими.

Оскільки міцність сталевібробетону на розтяг залежить від відношення розмірів поперечного перерізу до довжини фібри, в роботі [3] для дослідження прийнята балка розміром $b \times h = 25 \times 60$ см, яка виготовляється з бетону класу C25/30 і армується поздовжніми стержнями класу A500C. Для визначення впливу вибраних факторів на міцність сталевібробетону при розтяганні та момент тріщиноутворення виконано числовий експеримент із його математичним плануванням, на основі плану Бокса-Бенкіна. В експерименті варіювалися фактори в межах: $\mu_{fv} = 0,2 - 1,8\%$; $\mu_s = 0,5 - 1,5\%$; $c_f / h = 0,05 - 0,25$.

За результатами числового математично планованого експерименту отримана математична модель для визначення моменту тріщиноутворення в нормальних перерізах балки залежно від розглянутих факторів та їх взаємодії. Середнє відношення теоретичних значень моменту тріщиноутворення, знайдених за отриманою математичною моделлю, до

значень, отриманих в числовому експерименті, склало 1,13 при мінливості 7,7%. Це свідчить про те, що математична модель адекватно описує результати числового планованого експерименту.

На підставі аналізу отриманої математичної моделі для визначення моменту тріщиноутворення балок із їх частковим дисперсним армуванням розтягнутої зони автори роботи [3] дійшли висновків, що дисперсне армування шару бетону в розтягнутій зоні балок змінює напружено-деформований стан їх поперечного перерізу та сприяє суттєвому збільшенню моменту тріщиноутворення (в два і більше разів). Крім цього рекомендується процент об'ємного дисперсного армування приймати в межах $\mu_{fv} = 1 - 1,8\%$, а товщину шару дисперсного армування рівною подвійній віддалі від нижньої грані балки до центра ваги розтягнутої арматури.

Для центрально розтягнутих залізобетонних елементів в роботі [5] запропоновано метод визначення оптимального дисперсного армування, який полягає в побудові математичної моделі визначення їхньої тріщиностійкості залежно від таких основних факторів впливу: міцності бетону, розмірів фібри, коефіцієнта об'ємного армування. Для побудови математичної моделі тріщиностійкості використані результати математично планованого експерименту для комбіновано армованого нижнього поясу ферми прольотом 24 м, який має прямокутний переріз $b \times h = 25 \times 30$ см. Реалізований план Бокса-Бенкіна, в якому варіювання прийнятих факторів впливу знаходяться в межах: характеристичне значення призмової міцності бетону $f_{ck} = 18,5 - 25,5$ МПа; довжина сталеві хвилеподібної фібри $l_f = 40 - 60$ мм; коефіцієнт об'ємного дисперсного армування $\mu_{fv} = 0,4 - 1,8\%$. Отримані математичні моделі тріщиностійкості дали можливість визначити оптимальні параметри дисперсного армування, якому відповідає сталева хвилеподібна фібра довжиною 50 мм в об'ємі 1,8%. Це дозволяє збільшити зусилля тріщиноутворення на 80% і уникнути попереднього напружування поздовжньої арматури.

Побудова математичної моделі тріщиностійкості стіни резервуара для води. Для побудови математичної моделі тріщиностійкості вибрана стіна циліндричного резервуара для води з уніфікованим параметрами: діаметр резервуара – 18 м; висота – 4,8 м; товщина стіни – 0,16 м. Виникнення тріщин в стіні резервуара не допускається.

Для забезпечення міцності і тріщиностійкості циліндричного резервуара використовується комбіноване армування без попереднього напружування кільцевої стержневої арматури. Розглядається частина поперечного перерізу стіни висотою $h = 100$ см в нижній частині резервуара. За статичним розрахунком в центрі ваги поперечного перерізу, що розглядається, діють центрально розтягуючі сили з розрахунковим

граничним значенням $N_{Ed} = 510$ кН та сила від характеристичного навантаження – $N_{Ek} = 480$ кН.

За розрахунком за міцністю кільцева стержньова арматура в стіні резервуара прийнята в кількості 10Ø12 A500C ($A_s = 11,31$ см²). Стержні розташовані біля внутрішньої і зовнішньої поверхонь стіни з кроком у вертикальному напрямку, рівним 20 см. Захисний шар бетону прийнятий рівним 20 мм.

Визначення оптимальних параметрів дисперсного армування здійснюється за допомогою математичних моделей (рівнянь математичної регресії), які отримуються за допомогою виконання математично планованого експерименту [5].

В числовому експерименті за основні фактори впливу на тріщиностійкість сталефіробетону прийняті: x_1 – клас бетону (характеристичне значення призмової міцності бетону, f_{ck}); x_2 – довжина сталевої фібри, l_f); x_3 – коефіцієнт об'ємного дисперсного армування, μ_{fv}). Розміри сталевої хвилеподібної фібри прийняті відповідно до ТУ У В.2.7-28.7-00191046-015:2007. Для зведення стін резервуара використовується дрібнозернистий бетон. Умови планування числового експерименту наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Умови планування числового експерименту

Фактори, вигляд		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
натуральний	кодовий	-1	0	+1	
f_{ck} , МПа	x_1	22,0	25,5	29,0	3,5
l_f , мм	x_2	40	50	60	10
μ_{fv}	x_3	0,002	0,010	0,018	0,008

Для визначення зусилля опору розрахункового перерізу стіни резервуара розтягу необхідно знати характеристичні значення опору розтягу безпосередньо сталефіробетону, які визначаються за формулами [6]. При цьому вид формули залежить від характеру руйнування сталефіробетону при розтяганні, яке в свою чергу залежить від довжини анкерування фібри в бетоні, що забезпечує її розрив при висмикуванні l_{fb} . Значення l_{fb} визначається за формулою [6]

$$l_{fb} = \frac{\eta_f d_f f_{fk}}{f_{ck}}, \quad (1)$$

де d_f – діаметр фібри ($d_f = 1$ мм);

η_f – коефіцієнт, що враховує вид фібр (для хвилеподібної фібри $\eta_f = 0,85$);

f_{fk} – характеристичне значення опору фібри розтягу (для сталевої фібри мінімальне значення приймається $f_{fk} = 800$ МПа [6]).

При $l_{fb} < 0,5 l_f$ опір розтягу сталевібробетону вичерпується через розрив деякої кількості фібр і висмикування інших і визначається за формулою [6]

$$f_{cftk} = 1,1[K_T k_{or}^2 \mu_{fv} f_{fk} (1 - l_{fb}/l_f) + 0,1 f_{ck} (0,8 - \sqrt{2\mu_{fv} - 0,005})], \quad (2)$$

а при $l_{fb} \geq 0,5 l_f$ опір розтягу сталевібробетону вичерпується через висмикування із бетону умовно всіх фібр і визначається за формулою

$$f_{cftk} = 1,1 f_{ck} \left(K_T \frac{k_{or} \mu_{fv} l_f}{8 \eta d_f} + 0,08 - 0,5 \mu_{fv} \right), \quad (3)$$

де f_{ck} – характеристичне значення призмової міцності бетону;

f_{fk} – характеристичне значення фібри розтягу (для сталевібробетону мінімальне значення приймається $f_{fk} = 800$ МПа [6]).

K_T – коефіцієнт, який залежить від коефіцієнта μ_{fv} , заходиться за формулою [6]

$$K_T = \sqrt{1 - (1,2 - 80 \mu_{fv})^2}, \quad (4)$$

k_{or} – коефіцієнт, який враховує орієнтацію фібр в об'ємі бетону залежно від співвідношення розмірів поперечного перерізу елемента до довжини фібри, приймається по таблиці [6].

Коефіцієнт K_T за формулою (4) для значень $\mu_{fv} = 0,002; 0,010$ і $0,0018$ прийнятий відповідно рівним $K_T = 1,0; 0,92$ та $0,97$. Відношення більшої сторони перерізу до довжини фібр 40, 50, і 60 мм відповідно рівні 25, 29 та 16,7, а меншої сторони – відповідно 4,0; 3,2 та 2,7. За таких значень відношень за таблицею 6.1 [6] прийняті значення коефіцієнтів k_{or} , які використані в формулах (2) і (3).

Значення відношення l_{fb}/l_f менше 0,5 тільки для бетону класу С30/35 при довжині фібри 60 мм і для класу бетону С32/40 при довжині фібр 50 і 60 мм. В цих випадках значення опору сталевібробетону розтягу визначалися за формулою (2), в інших випадках – за формулою (3). Знайдені значення f_{cftk} наведені в табл. 2, аналіз якої свідчить, що дисперсне армування може збільшити опір бетону розтягу може бути збільшений на 11 – 162%. Найбільше збільшення міцності сталевібробетону на розтяг спостерігається при використанні фібри довжиною 60 мм. В цьому випадку найбільша вірогідність розташування фібр вздовж дії зусилля розтягу.

В стіні резервуара зусиллю розтягу від зовнішнього навантаження N_{Ek} чинить опір переріз зі сталевібробетону $S_{cf,erc}$ та опір поздовжньої арматури $S_{s,erc}$ [5, 6]. Значення $S_{s,erc}$ визначається за умови, що деформації в поздовжній арматурі перед утворенням тріщин рівні граничним деформаціям розтягу сталевібробетону, які визначаються за формулою $\varepsilon_{cf,tk} = 2f_{cftk}/E_{ck}$ [1] (E_{ck} – початковий модуль пружності бетону).

Таблиця 2

Визначення характеристичного значення міцності сталевібробетону на осьовий розтяг f_{ctk}

Фактори варіювання			Міцність, МПа		f_{ctk}/f_{ctk}	
Клас	f_{ck} , МПа	l_f , мм	μ_{fv}	f_{ctk}		
C25/30	22	40	0,002	2,00	1,80	1,11
	22	40	0,01	2,24	1,80	1,24
	22	40	0,018	2,53	1,80	1,40
	22	50	0,002	2,01	1,80	1,12
	22	50	0,01	2,28	1,80	1,27
	22	50	0,018	2,60	1,80	1,44
	22	60	0,002	2,02	1,80	1,12
	22	60	0,01	2,31	1,80	1,28
	22	60	0,018	2,65	1,80	1,47
C30/35	25,5	40	0,002	2,32	2,00	1,16
	25,5	40	0,01	2,60	2,00	1,30
	25,5	40	0,018	2,93	2,00	1,46
	25,5	50	0,002	2,33	2,00	1,17
	25,5	50	0,01	2,64	2,00	1,32
	25,5	50	0,018	3,01	2,00	1,51
	25,5	60	0,002	2,61	2,00	1,31
	25,5	60	0,01	3,60	2,00	1,80
	25,5	60	0,018	4,97	2,00	2,49
C32/40	29	40	0,002	2,64	2,10	1,26
	29	40	0,01	2,95	2,10	1,41
	29	40	0,018	3,33	2,10	1,59
	29	50	0,002	2,88	2,10	1,37
	29	50	0,01	3,68	2,10	1,75
	29	50	0,018	4,87	2,10	2,32
	29	60	0,002	2,95	2,10	1,41
	29	60	0,01	4,01	2,10	1,91
	29	60	0,018	5,50	2,10	2,62

Виходячи з наведених умов, зусилля S_{erc} , яке може витримати розрахунковий переріз стіни резервуара перед утворенням тріщин, можна визначити за формулою

$$S_{erc} = S_{ef,erc} + S_{s,erc} = bh f_{ctk} + \varepsilon_{eftu} E_s A_s, \quad (5)$$

де E_s – модуль пружності поздовжньої арматури.

Для побудови математичних моделей міцності дисперсно армованого бетону f_{cftk} та зусилля опору перерізу тріщиноутворенню S_{crc} реалізований трифакторний тривірневий план Бокса-Бенкіна [7], в кожній точці якого визначалися вихідні параметри f_{cftk} і S_{crc} , за формулами (2), (3) та (5) (табл. 3).

Таблиця 3

Матриця плану Бокса-Бенкіна та вихідні розрахункові параметри (у дужках наведені кодові значення необхідних факторів)

Точки плану	Матриця планування			Вихідні параметри	
	x_1 , f_{cr} , МПа	x_2 , l_f , мм	x_3 , μ_{fv} , %	f_{cftk} , МПа	S_{crc} , кН
1	29 (+1)	60 (+1)	0,010 (0)	4,01	796,4
2	29 (+1)	40 (-1)	0,010 (0)	2,95	585,9
3	22 (-1)	60 (+1)	0,010 (0)	2,31	463,5
4	22 (-1)	40 (-1)	0,010 (0)	2,24	449,4
5	29 (+1)	50 (0)	0,018 (+1)	4,87	967,2
6	29 (+1)	50 (0)	0,002 (-1)	2,88	572,0
7	22 (-1)	50 (0)	0,018 (+1)	2,61	523,7
8	22 (-1)	50 (0)	0,002 (-1)	2,01	403,3
9	25,5 (0)	60 (+1)	0,018 (+1)	4,97	989,0
10	25,5 (0)	60 (+1)	0,002 (-1)	2,61	519,3
11	25,5 (0)	40 (-1)	0,018 (+1)	2,93	583,0
12	25,5 (0)	40 (-1)	0,002 (-1)	2,32	461,6
13	25,5 (0)	50 (0)	0,010 (0)	2,64	525,3

Квадратичні рівняння регресії (математичні моделі) для описання вихідних параметрів \bar{y} відповідно до плану експерименту мають такий загальний вигляд:

$$\bar{y} = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2 + b_{33}x_3^2 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{23}x_1x_3, \quad (6)$$

де b_0, b_i, b_{ii}, b_{ij} – це коефіцієнти рівняння регресії. Вони для тривірневого плану Бокса–Бенкіна знаходяться статистичним шляхом за формулами [7].

Серед знайдених коефіцієнтів рівняння регресії за критерієм Стюдента для рівняння для визначення міцності сталевібробетону на розтяг f_{cftk} не значущим виявився коефіцієнт b_{33} , а для визначення зусилля тріщиноутворення S_{crc} – коефіцієнт b_{11} . З урахуванням цього математичні моделі для теоретичних значень вихідних параметрів можуть бути записані у вигляді:

$$f_{cftk, теор} = 2,66 + 0,91x_1 + 0,42x_2 + 0,94x_3 + 0,36x_1^2 + 0,27x_2^2 + 0,24x_1x_2 + 0,37x_1x_3 + 0,43x_2x_3; \quad (7)$$

- для зусилля, що сприймається перерізом перед утворенням тріщин (зусилля тріщиноутворення),

$$S_{crc, teor} = 476,1 + 123,6x_1 + 75,1x_2 + 127,6x_3 + 27,5x_2^2 + 70,4x_3^2 + 43,7x_1x_2 + 65,8x_1x_3 + 76,9x_2x_3 \quad (8)$$

Середнє відношення теоретичних значень міцності сталевібробетону розтягу, визначених за формулою (7), до значень вихідних параметрів (табл. 3) склало $f_{cfr, teor}/f_{cfr} = 0,97$ при коефіцієнті мінливості 0,15, середнє відношення значень зусилля тріщиноутворення, визначених за формулою (8), до значень вихідних параметрів (табл. 3) – $S_{crc, teor}/S_{crc} = 0,98$ при коефіцієнті мінливості 0,06. Наведені статистики свідчать, що формули (7) і (8) адекватно описують вихідні параметри числового експерименту (табл. 3) і можуть бути використані для аналізу впливу факторів варіювання на тріщиностійкість стіни резервуара та визначення їхніх оптимальних значень.

Аналіз впливу основних факторів на зусилля опору утворенню тріщин в стіні резервуара. З аналізу рівняння регресії (8) видно, що найбільший вплив на зусилля тріщиноутворення в розрахунковому перерізі стіни резервуара мають міцність бетонної матриці та коефіцієнт об'ємного її дисперсного армування. Про це свідчать значення коефіцієнтів рівняння регресії, які при факторі міцності x_1 рівний $b_1 = 123,6$, а при третьому факторі $x_3 - b_3 = 127,6$. Значення коефіцієнта при факторі x_2 , а також при факторах в квадраті і факторах їхньої взаємодії суттєво менші. Так наприклад, за довжини фібри $l_f = 50$ мм і коефіцієнта об'ємного дисперсного армування $\mu_{fv} = 0,01$ при класі бетонної матриці C25/30 величина зусилля тріщиноутворення в розрахунковому перерізі стіни резервуара складає $S_{crc} = 352,5$ кН, а при класах C30/35 і C32/40 - відповідно $S_{crc} = 476,1$ і $599,7$ кН (на 30,2 і 92,0% більше) (рис. 1).

Для бетону класу C30/35 при довжині фібри 50 мм застосування дисперсного армування з відсотком 0,6% дає можливість досягти зусилля тріщиноутворення в стіні резервуара рівного $S_{crc} = 429,9$ кН. Якщо збільшити відсоток об'ємного армування до $\mu_{fv} = 1,0$ і 1,8% опір тріщиноутворенню збільшується до $S_{crc} = 476,1$ і $674,1$ кН. З наведених видно, що опір тріщиноутворенню зростає не пропорційно збільшенню відсотка об'ємного дисперсного армування. Так для бетону класу C30/35 збільшення μ_{fv} в три рази підвищує зусилля тріщиноутворення в 1,57 рази. Залежність S_{crc} від μ_{fv} має криволінійний характер (рис. 1).

Взагалі, якщо прийняти матрицю з дрібнозернистого бетону класу C32/40 і дисперсно армувати її фіброю довжиною $l_f = 60$ мм з об'ємним коефіцієнтом $\mu_{fv} = 0,018$, то зусилля тріщиноутворення в розрахунковому перерізі стіни резервуара може досягнути значення $S_{crc} = 1086,7$ кН, що в 2,9 рази більше, якщо б не використовувалося дисперсне армування (без дисперсного армування $S_{c, crc} = 375,1$ кН).

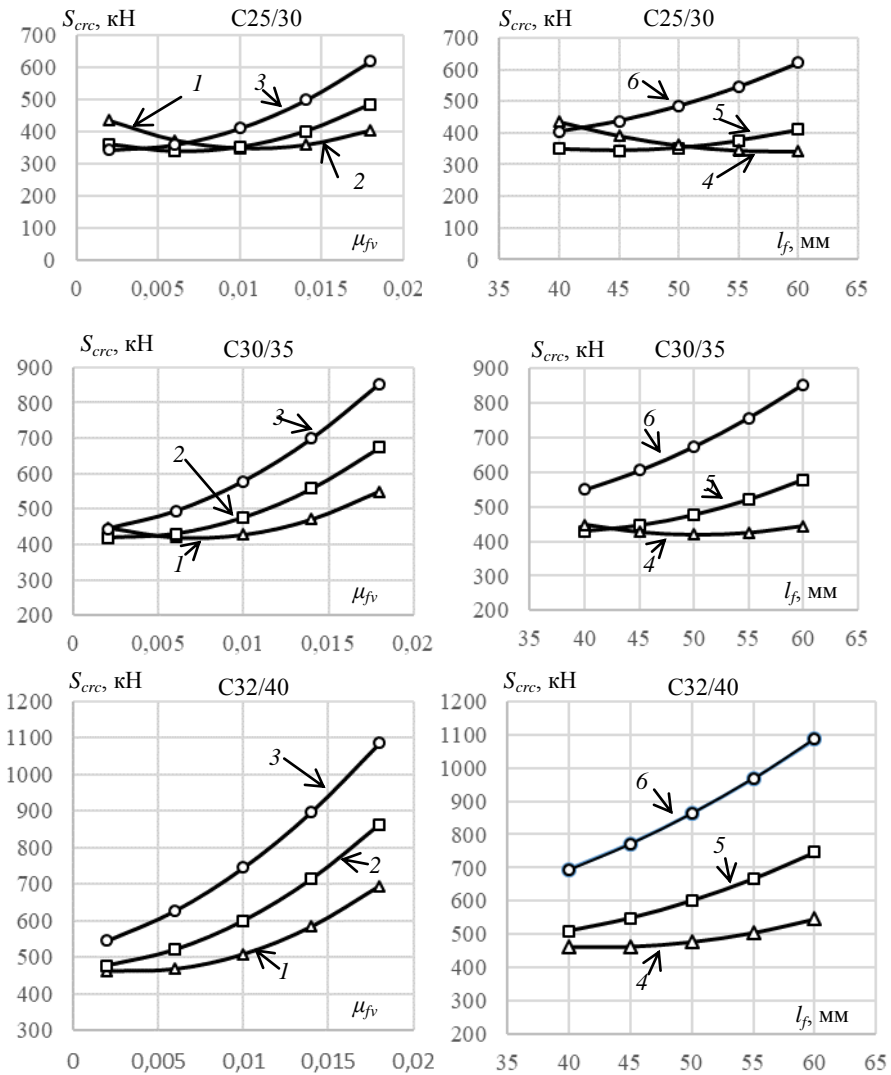


Рис. 1. Залежність зусилля тріщиноутворення в стіні резервуара S_{crc} від класу бетону С, коефіцієнта об'ємного дисперсного армування μ_{fv} та довжини фібр: 1, 2, 3 - відповідно $l_f=40; 50; 60$ мм; 4, 5, 6 - відповідно $\mu_{fv} = 0,002; 0,010; 0,018$

Визначення раціональних параметрів дисперсного армування стіни резервуара. В нижньому розрахунковому перерізі стіни резервуара від дії зовнішнього характеристичного навантаження виникає центрально розтягувальне зусилля $S_{Ek} = 480$ кН та граничне розрахункове зусилля $S_{Ed} = 510$ кН. За значенням S_{Ed} розрахунком за граничними станами першої групи визначена кільцева робоча арматура (10Ø12A500С на 1 м висоти стіни).

Як правило, перевірку тріщиностійкості виконують розрахунком за граничними станами другої групи на зусилля від дії

характеристичних навантажень. Якщо так підібрати параметри дисперсного армування таким чином, щоб межею утворення тріщин було зусилля S_{Ek} , але відносно резервуара, в якому виникнення тріщин в стіні не допускається, при цьому зусиллі експлуатація резервуара не можлива, а робоча арматура буде не повістю використовуватися в роботі.

З огляду на наведене в центрально розтягнутих комбіновано армованих елементах доцільно за граничний стан вичерпання несучої здатності прийняти одночасне досягнення в робочій арматурі розрахункових значень напружень та утворення тріщин в дисперсно армованому бетоні, тобто умовами настання граничного стану комбіновано армованої стіни можна вважати $S_{ULS} \geq S_{Ed}$ та $S_{SLS} \geq S_{Ed}$, де S_{ULS} – несуча здатність перерізу, яка забезпечується кільцевою робочою арматурою; S_{SLS} – зусилля, яке сприймає комбіновано армований бетонний переріз перед утворенням тріщин.

З наведених умов в прикладі стіни циліндричного резервуара перша з них забезпечена розрахунком необхідної в перерізі робочої стержньової арматури, а для забезпечення другої умови необхідно визначити оптимальних параметрів дисперсного армування бетону. Задача вирішується шляхом аналізу зусиль тріщиноутворення в стіні на основі отриманої математичної моделі (8), прийнявши $S_{SLS} = S_{crc, teor}$.

Аналіз визначених за формулою (8) значень S_{SLS} засвідчує, що при використанні бетону класу C25/30 необхідного опору стіни тріщиноутворенню можливо досягти тільки при застосуванні фібри довжиною $l_f = 60$ мм з об'ємним армуванням $\mu_{fv} = 1,44\%$ (табл. 4). При використанні бетону класу бетону C30/35 можливе використання всієї номенклатури хвилеподібної фібри з об'ємним дисперсним армуванням, вказаним в табл. 4 (усі значення μ_{fv} знаходяться в межах рекомендованих ТУ У В.2.7-28.7-00191046-015:2007). Що стосується більш міцного бетону класу C32/40, то для його дисперсного армування доцільно використовувати фібру довжиною 40 і 50 мм, а при використанні фібри довжиною 60 мм при самому мінімальному відсотку об'ємного армування стіни буде необґрунтовано високий запас опору тріщиностійкості.

Таблиця 4

Рекомендовані параметри дисперсного армування стіни резервуара

Клас бетону	Довжина фібри, lf, мм	Відсоток армування, μ_{fv} , %	Зусилля тріщиноутворення, SSSL, кН	Витрати фібри, кг/м ³
C25/30	60	1,44	509,0	113,04
C30/35	40	1,64	514,1	128,74
C30/35	50	1,20	512,4	94,2
C30/35	60	0,70	511,2	54,95
C32/40	40	1,10	516,6	86,35
C32/40	50	0,50	510,3	39,25

За даними табл. 4, враховуючи витрати фібри на 1 метр кубічний бетону, раціональними параметрами його об'ємного дисперсного армування є: при використанні бетону класу C30/35 довжина фібри 60 мм з витратами її 50 кг на один кубічний метр бетону; при використанні класу бетону C32/40 довжина фібри 50 мм з витратами 39 кг на один кубічний метр бетону. Кінцевий вибір параметрів дисперсного армування із наведених двох необхідно визначати за вартістю, виходячи з реальних умов зведення резервуару.

Висновки. 1. Дослідженнями доведено доцільність при зведенні циліндричних резервуарів, в яких не допускається утворення тріщин в процесі експлуатації, використовувати комбіноване армування стін, уникаючи застосування попереднього напружування кільцевої арматури, яке пов'язане з суттєвими енергетичними затратами.

2. Для встановлення раціональних параметрів об'ємного дисперсного армування бетону для зведення циліндричного резервуара доцільно використовувати математичні моделі для визначення міцності сталевібробетону на розтяг та зусилля тріщиноутворення, залежно від основних факторів впливу: міцність бетону, довжина фібри та коефіцієнт об'ємного дисперсного армування.

3. Розроблена методика побудови математичних моделей на підставі виконання математично планованого експерименту для комбіновано армованої стіни резервуара для рідини може бути використана для визначення раціональних параметрів дисперсного армування і для інших центрально розтягнутих залізобетонних елементів.

References

1. DBN V.2.6-98:2009. Betonni ta zalizobetonni konstruktsiyi. Osnovni polozhennya. – Kyiv: Minrehionbud Ukrayiny, 2011. – 71 s.

2. Babych Ye. M. Pidvyshchennya pokaznykiv ekspluatatsiyanoi prydatnosti z hynal'nykh zalizobetonnykh elementiv shlyakhom vykorystannya chastkovoho dyspersnoho armuvannya / Ye. M. Babych, Andriichuk O. V., I. V. Shvets // IV

Mizhnarodna naukovo-praktychna internet-konferentsiya molodykh uchenykh ta studentiv «Innovatsiyi u budivnytstvi», Lutsk, Lutsk NTU, 14 may 2019, – s. 14-17.

3. Babych V. Ye. Vplyv dyspersnoho armuvannya roztyahnutoyi zony zalizobetonnykh balok na yikhnyu trishchynostiykist' / V. Ye. Babych, O. Ye. Polianovska, I. V. Shvets // *Resursoekonomni materialy, konstruktzii, budivli ta sporudy*. 2019. Vyp. 37. S. 118-128.

4. Babych Ye. M. Zalizobetonni balky z pidvyshchenoyu trishchyno-stiykisty / Ye. M. Babych, V. Ye. Babych, I. V. Shvets // *Ekspluatatsiya ta rekonstruktziya budivel i sporud: Tezy dopovidey III mizhnarodnoyi konferentsiyi*. – Odesa: ODABA, 2019. – 23 s.

5. Babych Ye. M. Metod vyznachennya optymal'nykh parametriv dyspersnoho armuvannya tsentral'no roztyahnutykh zalizobetonnykh elementiv / Ye. M. Babych, V. Ye. Babych, O. Ye. Polianovska, I. V. Svets // *Materialy III Mizhnarodnoyi azerbaydzhansko-ukrayinskoyi naukovo-praktychnoyi konferentsiyi «BUILDING INNOVATIONS – 2020»*, 1-2 June 2020, Poltava, NU "Poltavs'ka politekhnika imeni Yuriya Kondratyuka" – S. 54-56.

6. DSTU–N B V.2.6-218:2016. Nastanova z proektuvannya ta vyhotovlennya konstruktсий z dyspersnoarmovanoho betonu. – Kyiv: DP «UkrNDNTS», 2017. – 49 s.

7. Dvorkin L.J. Rozvyazannya budivelno-tekhnologichnykh zadach metodamy matematychnoho planuvannya eksperymentu / L.J. Dvorkin, O.L. Dvorkin, V.V. Zhytkovskyy – Rivne: NUWM, 2011. – 174 s.

Список використаної літератури

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

2. Бабич Є.М. Підвищення показників експлуатаційної придатності згинальних залізобетонних елементів шляхом використання часткового дисперсного армування / Є.М. Бабич, О. В. Андрійчук, І. В. Швець // IV міжнародна науково-практична інтернет-конференція молодих учених та студентів «Інновації у будівництві», м. Луцьк, Луцький НТУ, 14 травня 2019 року, –с. 14 - 17.

3. Бабич В. Є. Вплив дисперсного армування розтягнутої зони залізобетонних балок на їхню тріщиностійкість / В. Є. Бабич, О. Є. Поляновська, І. В. Швець // *Ресурсоekonomні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наук. праць* – Рівне: НУВГП, 2019. – Випуск 37, – С. 118-128.

4. Бабич Є. М. Залізобетонні балки з підвищеною тріщиностійкістю/ Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, І. В. Швець // *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: тези доповідей III міжнародної конференції*. – Оdesa: OДАBA, 2019.- С. 23.

5. Бабич Є. М. Метод визначення оптимальних параметрів дисперсного армування центрально розтягнутих залізобетонних елементів. / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, О. Є. Поляновська, І. В. Швець // *Матеріали III Міжнародної азербайджансько-української науково-практичної конференції «BUILDING INNOVATIONS – 2020»*, 1 - 2 червня 2020 р., м. Полтава, НУ "Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка" – С. 54-56.

6. DSTU–N B V.2.6-218:2016. Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 49 с.

7. Дворкін Л. Й. Розв'язання будівельно-технологічних задач методами математичного планування експерименту / Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін, В.В. Житковський. – Рівне: НУВГП, 2011. – 174 с.

ТЕОРЕТИЧНЕ ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ КОМБІНОВАНО-АРМОВАНИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

THEORETICAL CALCULATION OF STRESS-STRAIN STATE CHARACTERISTICS AND BEARING CAPACITY OF NORMAL CROSS-SECTIONS OF COMBINED-REINFORCED SFRC BENDING ELEMENTS

Андрійчук О.В., к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет), Нінічук М.В., технік I категорії (Луцький національний технічний університет)

Andriichuk O.V., Ph.D., associate professor, (Lutsk National Technical University), Ninichuk M.V., techn. of the I category (Lutsk National Technical University)

Запропоновано деформаційну методику розрахунку характеристик напружено-деформованого стану та несучої здатності комбіновано-армованих сталевібробетонних елементів із врахуванням повної роботи сталевібробетону на розтяг.

In recent years, the scope of application of reinforced concrete and combined-reinforced structures in load-bearing structures is expanding. Studies by many authors indicate the significant advantages of reinforced concrete and combined-reinforced bending elements over the classic reinforced concrete. Current state regulations do not take into account all the properties of reinforced concrete, and therefore the load-bearing capacity of structures can in many cases be underestimated. Therefore, it is advisable to take into account, when calculating, all the properties of this material.

The current state national standards for the calculation and design of fiber reinforced concrete structures are based on the fact that reinforced concrete is considered as one of the types of disperse-reinforced material. However, with this approach, many factors are taken into account, the value of which, in real conditions, can be in a wide range of values, so they are taken into account with a margin.

The article proposes an improved deformation method for calculating the stress-strain state characteristics and the bearing capacity of combined-reinforced concrete bending elements. Improved diagrams of deformation of reinforced concrete under compression and tensile obtained on the basis of experimental tests are taken into account. To evaluate the effectiveness of the method and study a number of other characteristics, two series of experimental studies of inseparable combined - reinforced reinforced concrete beams were performed. Research methods and the nature of the beams in the test process, described in [8-9]. For comparison with the obtained

experimental data, the article presents the calculation of experimental beams, performed according to state standards and a simplified force method.

The proposed deformation method shows better convergence compared to the DSTU method. The average ratio of theoretical destructive bending moments to experimental is $k_m = 0.98$ for the proposed deformation technique, $k_m = 0.843$ for the method according to DSTU.

Ключові слова: бетон, сталеві фібри, СФБ, розрахунок, деформації, несуча здатність.

Keywords: concrete, steel fiber, SFRC, calculation, deformations, bearing capacity.

Постановка проблеми. Чинні норми проектування сталеві фібробетонних конструкцій розглядають фіброву арматуру як дисперсню, і міцність на розтяг знаходять як добуток міцності фібри і коефіцієнтів орієнтації, зчеплення та ймовірності перетину фіброю розрахункової площини [1]. Такий підхід вимагає експериментального вивчення проблем зчеплення фібри з бетоном і експериментально-теоретичного обґрунтування мінімального коефіцієнта фібрового армування. Також важливим є врахування діаграм деформування, які б максимально відповідали дійсній роботі перерізів сталеві фібробетонних елементів. На даний час у ДСТУ - Н Б В.2.6 - 218:2016 [1] при розрахунку нормальних перерізів сталеві фібробетонних згинальних елементів, епюру напружень при стиску пропонується приймати параболічною згідно ДСТУ Б В.2.6-156 [2], а епюру за розтягу – дволінійною. За критерій вичерпання несучої здатності нормального перерізу сталеві фібробетонного елемента приймається досягнення крайніми розтягнутими волокнами значення деформацій рівних $\varepsilon_{fct,u} = 1,8 f_{ctd}/E_{cd}$. Розрахунок за несучою здатністю сталеві фібробетонних елементів із комбінованим армуванням взагалі пропонується виконувати як для типових залізобетонних елементів згідно ДСТУ Б В.2.6-156 [2]. Однак чисельні дослідження роботи сталеві фібробетонних згинальних елементів вказують на значно більший діапазон роботи сталеві фібробетону за розтягу при згині [3, 4].

Аналіз відомих досліджень і публікацій. При дослідженні роботи згинальних сталеві фібробетонних елементів на фібрі із листа, вченим В.В. Білозіром для сталеві фібробетону на основі бетону-матриці, яка відповідає класу С25/30, були отримані значення деформацій розтягу $\varepsilon_{ct,1} = 249...278 \cdot 10^{-5}$ при максимальних напруженнях $f_{ct,u} = 2,95...3,06$ МПа. Коефіцієнт армування фіброю за об'ємом при цьому становив $\mu_{fv} = 1,8$ % [5]. Автором пропонується для розрахунку комбіновано-армованих згинальних елементів використовувати діаграму деформування, в якій висхідна вітка за розтягу описується рівнянням параболи до рівня напружень, що відповідають тимчасовому опорі за розтягу f_{ct} , і лінійною функцією решта діаграми. Значення напружень при максимальних деформаціях $\varepsilon_{ct,u} = 550 \cdot 10^{-5}$ приймаються рівними $\sigma_{ct,u} = 0,37f_{ct}$, а піковий точці діаграми відповідають деформації $\varepsilon_{ct,1} = 250 \cdot 10^{-5}$.

Асоціацією RILEM пропонується для європейських норм прийняти ідеалізовану діаграму при розтягу трилінійною [6]. Висхідна вітка цієї діаграми продовжується горизонтально прямою до деформацій, що рівні $\varepsilon_{ct,L} = 3,5 \cdot 10^{-3}$, а низхідна вітка закінчується при деформаціях $\varepsilon_{ct,u} = 25 \cdot 10^{-3}$. Для комбіновано-армованих сталевібробетонних елементів граничні деформації сталевібробетону за розтягу прийняті рівними граничним деформаціям стержневої арматури.

Таким чином, існує низка пропозицій для опису ідеалізованих діаграм, прийнятність яких може бути оцінена лише експериментально.

Мега статті – удосконалити методику визначення параметрів напружено-деформованого стан нормальних перерізів комбіновано-армованих сталевібробетонних згинальних елементів, із врахуванням повної роботи сталевібробетону на стиск і на розтяг.

У результаті власних експериментальних досліджень роботи сталевібробетонних призм на короткочасний осьовий розтяг [7], були встановлені наступні характеристики сталевібробетону: $f_{cm} = 2,35$ МПа, $\varepsilon_{ct,L} = 25 \cdot 10^{-5}$. Враховуючи ці дані, рекомендації RILEM та експериментальні дослідження роботи сталевібробетону на розтяг інших авторів, пропонується для розрахунку нормальних перерізів комбіновано-армованих елементів епюру за розтягу приймати двохвіткову. Висхідна вітка описується параболою до рівня напружень $\sigma = f_{ct}$ при фіксованому значенні відносних деформацій $\varepsilon_{ct,L} = 25 \cdot 10^{-5}$. Низхідну вітку діаграми пропонується описувати лінійною функцією до значення напружень, що рівні $\sigma_{ct,u} = 0,25f_{ct}$, гранична величина деформацій сталевібробетону при цьому приймається рівною граничним деформаціям стержневої арматури $\varepsilon_{ct,u} = 25 \cdot 10^{-3}$ (рис. 1).

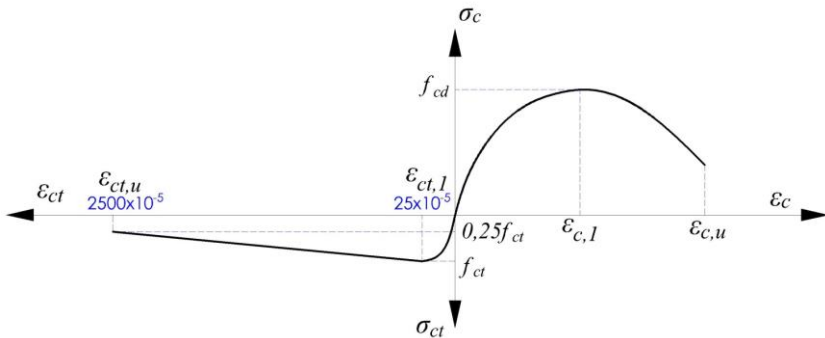


Рис. 1. Ідеалізована діаграма деформування сталевібробетону при розтягу, що пропонується в методиці

Визначення параметрів напружено-деформованого стану нормальних перерізів комбіновано-армованих залізобетонних згинальних елементів виконується із урахуванням наступних передумов:

- для перерізів вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті;
- деформації арматури та фібробетону, що її оточує, однакові при стиску і при розтягу;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого та розтягнутого сталевібробетону приймається у вигляді діаграм, які наведені на рис. 1 і рис. 2.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу, що обумовлює втрату рівноваги внутрішніх і зовнішніх сил, приймається досягнення максимального значення згинального моменту на діаграмі «момент – кривизна» (екстремальний критерій).

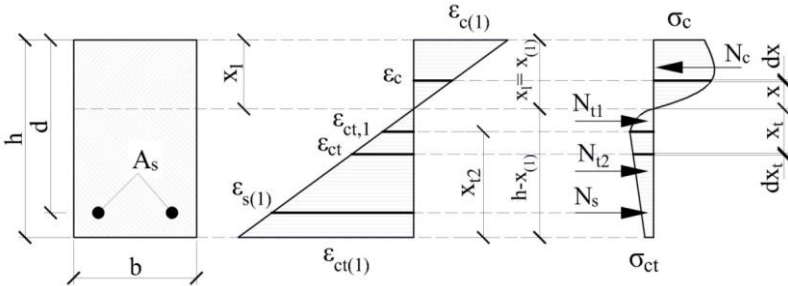


Рис. 2. Епюра деформацій і напружень поперечного перерізу згинальних елементів балкового типу

Залежність між напруженнями в сталевібробетні σ_c і деформаціями ε_c для короткотривалого осьового навантаження описується наступними рівняннями. Напруження при стискові:

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \eta_c^k, \quad (1)$$

Напруження при розтягові на висхідній вітці:

$$\sigma_{ct1} = f_{ctd} \sum_{k=1}^5 a_k \eta_t^k, \quad (2)$$

Напруження при розтягові на низхідній вітці:

$$\sigma_{ct2} = f_{ctd} (1,525 - 210 \varepsilon_{ct}). \quad (3)$$

де $\eta_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,1}}$; $\eta_t = \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct,1}}$; a_k – коефіцієнти полінома;

Значення коефіцієнтів поліному a_k , як для стиснутої так і для розтягнутої вітки сталевібробетону визначаються згідно методики НДІБК [8]. Схема розподілу напружень і деформацій по висоті у перерізі згинального комбіновано-армованого елемента, що приймається в методиці зображено на рис. 2.

Для такого перерізу умова рівноваги записується у вигляді:

$$M_{Ed} \leq M_{S(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)} + M_{t1(1)} + M_{t2(1)}. \quad (4)$$

Рівновага внутрішніх зусиль забезпечується виконанням умови:

$$N_{c(1)} = N_{t1(1)} + N_{t2(1)} + N_{s(1)}. \quad (5)$$

За гіпотезу плоских перерізів, при заданому значенні деформацій у стиснутій крайній фібрі бетону $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$, деформації у арматурі $\varepsilon_{s(1)}$ за фіксованого значення $x = x_{(1)}$ визначаються за формулами:

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}}(d - x_{(1)}); \quad (6)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}}x. \quad (7)$$

За відомих деформацій в матеріалах внутрішні сили в стиснутому бетоні прямокутного перерізу знаходяться за формулою:

$$N_{c(1)} = b \int_0^{x_{(1)}} \sigma_c dx = b \frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c. \quad (8)$$

де dx – висота елементарної площадки поперечного перерізу, а x – віддаль від центра ваги елементарної площадки до нейтральної лінії. Враховуючи вираз (7), значення x і dx знаходяться за формулами:

$$x = \frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_c; \quad (9)$$

$$dx = \frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} d\varepsilon_c. \quad (10)$$

Відповідно момент внутрішніх зусиль стиснутого бетону відносно нейтральної лінії знаходиться за формулою:

$$M_{c(1)} = b \int_0^{x_{(1)}} \sigma_c x dx = b \left(\frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c. \quad (11)$$

Внутрішні зусилля в арматурі визначаються за формулами:

$$N_{s(1)} = A_s \sigma_s = A_s E_s \varepsilon_{s(1)} = A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}} (d - x_{(1)}); \quad (12)$$

$$M_{s(1)} = A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}} (d - x_{(1)})^2. \quad (13)$$

Тоді значення внутрішніх зусиль для розтягнутого бетону на вихідній вітці можна записати як:

$$N_{t1(1)} = b \int_0^{h-x_{(1)}} \sigma_{ct1} dx_t = b \frac{h-x_{(1)}}{\varepsilon_{ct(1)}} \int_0^{\varepsilon_{ct(1)}} \sigma_{ct1} d\varepsilon_{ct}; \quad (14)$$

$$M_{t1(1)} = b \int_0^{h-x_{(1)}} \sigma_{ct1} x_t dx_t = b \left(\frac{h-x_{(1)}}{\varepsilon_{ct(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{ct(1)}} \sigma_{ct1} \varepsilon_{ct} d\varepsilon_{ct}. \quad (15)$$

Для низхідної вітки розтягнутої зони перерізу, до моменту досягнення в крайніх розтягнутих волокнах деформацій, що рівні $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{ct,1} = 0,00025$, зусилля $N_{t2} = 0$. При $\varepsilon_{c(1)} > \varepsilon_{ct,1} = 0,00025$ внутрішні зусилля визначаються:

$$N_{t2(1)} = b \int_{h-x_{(1)}-x_{t2}}^{x_{t2}} \sigma_{ct2} dx_t = b \frac{x_{t2}}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}} \int_{\varepsilon_{ct,1}}^{\varepsilon_{ct(1)}} \sigma_{ct2} d\varepsilon_{ct}, \quad (16)$$

$$M_{t2(1)} = b \int_{h-x_{(1)}-x_{t2}}^{x_{t2}} \sigma_{ct2} x_t dx_t = b \left(\frac{x_{t2}}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}} \right)^2 \int_{\varepsilon_{ct,1}}^{\varepsilon_{ct(1)}} \sigma_{ct2} \varepsilon_{ct} d\varepsilon_{ct}, \quad (17)$$

де згідно гіпотези плоских перерізів:

$$dx_t = \frac{x_{t2}}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}} d\varepsilon_{ct}, \quad (18)$$

де x_{t2} – висота розтягнутої зони в межах низхідної вітки.

У формулах (8), (11), (14-17) у підінтегральні вирази входять напруження в бетоні σ_c , σ_{ct1} , σ_{ct2} , що описуються залежностями (1-3). Значення N_c після підстановки (1) у вираз (8) із подальшим інтегрування набуває наступного вигляду:

$$N_{c(1)} = f_{cd} b x_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \quad (19)$$

Момент для стиснутої зони бетону відповідно визначається:

$$M_{c(1)} = f_{cd} b x_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \quad (20)$$

Для розтягнутої зони на висхідній вітці, при $\varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{c1} = 0,00025$, у результаті підстановки виразу (2) та інтегрування, зусилля відповідатимуть:

$$N_{t1(1)} = f_{ctd} b (h - x_{(1)}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{ct(1)}}{\varepsilon_{ct,1}} \right)^k; \quad (21)$$

$$M_{t1(1)} = f_{ctd} b (h - x_{(1)})^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{ct(1)}}{\varepsilon_{ct,1}} \right)^k. \quad (22)$$

При досягненні в крайніх розтягнутих волокнах деформацій рівних $\varepsilon_{c(1)} > \varepsilon_{c1} = 0,00025$, зусилля в розтягнутій зоні в межах дії висхідної вітки визначаються за формулами:

$$N_{t1(1)} = f_{ctd} b (h - x_{(1)} - x_{t2}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1}; \quad (23)$$

$$M_{t1(1)} = f_{ctd} b (h - x_{(1)} - x_{t2})^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2}. \quad (24)$$

Для низхідної вітки розтягнутої зони перерізу, в результаті підстановки виразу (3) та інтегрування, зусилля визначатимуться:

$$N_{t2(1)} = f_{ctd} b \frac{x_{t2} (1,0075 (\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}) - 15,15 (\varepsilon_{ct(1)}^2 - \varepsilon_{ct,1}^2))}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}}; \quad (25)$$

$$M_{t2(1)} = f_{ctd} b \frac{x_{t2}^2 (0,50375 (\varepsilon_{ct(1)}^2 - \varepsilon_{ct,1}^2) - 10,1 (\varepsilon_{ct(1)}^3 - \varepsilon_{ct,1}^3))}{(\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1})^2}. \quad (26)$$

Значення висоти розтягнутої зони перерізу для низхідної вітки – x_{t2} , можна визначити використовуючи подібність трикутників, згідно епюри деформацій (рис. 2):

$$x_{t2} = \frac{h (\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1})}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{ct(1)}}. \quad (27)$$

Підставивши (27) у вирази (25) і (26) отримаємо:

$$N_{t2(1)} = f_{ctd} b \frac{h (1,0075 (\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}) - 15,15 (\varepsilon_{ct(1)}^2 - \varepsilon_{ct,1}^2))}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{ct(1)}}; \quad (28)$$

$$M_{t2(1)} = f_{ctd} b \frac{h^2 (0.50375(\varepsilon_{ct(1)}^2 - \varepsilon_{ct,1}^2) - 10,1(\varepsilon_{ct(1)}^3 - \varepsilon_{ct,1}^3))}{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{ct(1)})^2}. \quad (29)$$

Формули (12), (13), (19-29) можна використовувати для визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів комбіновано-армованих згинальних елементів на будь-якій стадії навантаження та їх несучої здатності. При визначенні несучої здатності, за критерії її вичерпання приймаються значення максимальних і граничних деформацій сталевібробетону та арматури. Задачі вирішуються методом послідовних наближень, підбираючи значення $\varepsilon_{c(1)}$ і значення $\chi_{(1)}$ таким чином, щоб задовольнялися рівняння рівноваги (4) і (5).

Для оцінки ефективності методики було виконано експериментальні дослідження нерозрізних комбіновано-армованих сталевібробетонних балок. Методика дослідження та характер роботи балок у процесі випробувань описані в роботах [7, 9]. Також виконаємо для порівняння розрахунки за методикою, що наведена в ДСТУ -Н Б В.2.6 - 218:2016 [1].

Для застосування наведених методик використовуємо експериментально встановлені механічні характеристики матеріалів для балок другої серії (2Б1-1 і 2Б1-2): міцність сталевібробетону на стиск $f_{ck} = 24,5$ МПа; міцність на розтяг $f_{ct} = 2,35$ МПа $\varepsilon_{c1} = 180,6 \times 10^{-5}$. Значення a_i визначалися згідно методики НДІБК і відповідно становили: $a_1 = 2,534$; $a_2 = -2,226$; $a_3 = 0,865$; $a_4 = -0,189$; $a_5 = 0,016$. Розміри перерізу $b \times h = 10 \times 16$ см. Армуння для балок 2Б1-1,2 приймаємо двома стержнями $\varnothing 10A500C$, для балок 2Б1-3 – двома стержнями $\varnothing 12A500C$. Характеристики арматури: $E_s = 195000$ МПа; $\sigma_y = 508$ МПа; $\varepsilon_{s0} = 0,00314$.

За результатами розрахунку побудовано графік залежності «згинальний момент – кривизна», піковій точці якого відповідає величина руйнуючого згинального моменту – представлено на рис. 3.

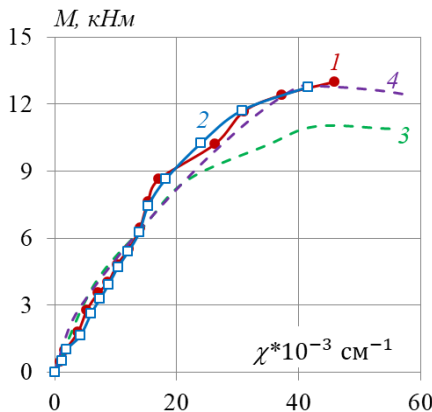


Рис. 3. Діаграма «момент-кривизна» для балок 2Б1:

1 – експериментальні дані для балки 2Б1-1;

2 – експериментальні дані для балки 2Б1-2;

3 – теоретичні дані отримані за допомогою ДСТУ –Н Б В.2.6 - 218: 2016;

4 – теоретичні дані за запропонованою деформаційною методикою

Таблиця 1

Порівняння результатів розрахунку несучої здатності балок

Марка зразка	M_u^{exp} , кН*м	M_u^1 , кН*м	M_u^2 , кН*м	$M_u^{1./}$ M_u^{exp}	$M_u^{2./}$ M_u^{exp}
2Б1-1	13,0	10,9	12,83	0,84	0,98
2Б1-2	12,77			0,85	1,004

M_u^{exp} – експериментальні дані;
 M_u^1 – руйнівне значення моменту за ДСТУ -Н Б В.2.6 - 218:2016;
 M_u^2 – руйнівне значення моменту за запропонованою методикою.

Характерною особливістю методики розрахунку сталевібробетонних елементів, згідно з ДСТУ-Н Б В.2.6 - 218:2016 [1] є те, що розрахунковий опір вібробетону на стиск приймається рівним розрахунковому опору бетону матриці, який використовується для його отримання. Для дрібнозернистого бетону, міцність матриці на стиск зазвичай значно менша, ніж сталевібробетону, що суттєво впливає на несучу здатність перерізу

Висновки.

На основі отриманих результатів при визначенні характеристик напружено-деформованого стану, запропонована деформаційна методика із врахуванням повних діаграм деформування бетону при стиску і розтягу показує кращу збіжність порівняно із методикою ДСТУ. Середнє відношення теоретичних руйнівних згинальних моментів до експериментальних згідно методики за ДСТУ [1] становить $k_m = 0,843$, а згідно запропонованої деформаційної методики – становить $k_m = 0,98$.

References

1. DSTU-N B B.2.6-218: 2016. Nastanova z proektuvannia ta vyhotovlennia konstruktssii iz dyspersno-armovanoho betonu. [Chynnyi vid 2017-04-01]. Kyiv, 2017. 32 s. (Derzhavnyi standart Ukrainy).
2. DSTU B B.2.6.-156: 2010. Betonni ta zalizobetonni konstruktssii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia. [Chynnyi vid 2011-06-01]. Kyiv, 2011. 123 s. (Derzhavnyi standart Ukrainy).
3. M.C. Nataraja, N. Dhang, A.P. Gupta. Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression. *Cement and Concrete Composites*. 1999. Vol. 21. Issues 5-6, pp. 383-390.
4. Kinash R., Bilozir M. Deformational calculation method of bearing capability of fiber-concrete steel bending elements. *Technical Transactions: Architecture*. 2014. I. 8-A (15), № 111. P. 49–58.
5. Bilozir V. V. Vplyv nyzkhidnoi vitky diahramy deformuvannia stalefibrobetonu za roztyahu na nesuchu zdattnist balok. *Visnyk Lvivskoho natsionalnoho ahrarnoho universytetu: arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo*. 2015. № 16. S. 60-64.

6. RILEM TC 162-TDF. "Design of steel fibre reinforced concrete using the σ -w method – principles and applications (Chairlady L. Vandewalle)." *Materials and Structures*, Vol. 35, 2002, pp. 262-278.

7. Ninichuk M. V. Vplyv sposobu armuvannya stalevymy fibramy nerozriznykh zalizobetonykh balok na yikh napruzhenno deformovanyi stan. *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy*. 2015. Vyp. 31. S. 460-467.

8. Bambura A. M. Analitичне opysannya diahramy mekhanichnoho stanu armatury dlia zalizobetonykh konstruktsii. *Budivelni konstruktsii: Mizhvidomchyi naukovotekhnichnyi zbirnyk*. Kyiv : NDIBK, 2003. Vyp 59. Knyha 1. S. 131-136.

9. Babych Y. M., Andriichuk O. V. , Kysliuk D. Y., Savitskiy V. V., Ninichuk M.V. Results of experimental research of deformability and crack-resistance of two span continuous reinforced concrete beams with combined reinforcement. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 708. 012043. DOI: 10.1088/1757-899X/708/1/012043.

Список використаної літератури

1. ДСТУ-Н Б В.2.6-218:2016. Настанова з проектування та виготовлення конструкцій із дисперсно-армованого бетону. [Чинний від 2017-04-01]. Київ, 2017. 32 с. (Державний стандарт України).

2. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ, 2011. – с. 123. (Державний стандарт України).

3. M.C. Nataraja, N. Dhang, A.P. Gupta. Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression. *Cement and Concrete Composites*. 1999. Vol. 21. Issues 5-6, pp. 383-390.

4. Kinash R., Bilozir M. Deformational calculation method of bearing capability of fiber-concrete steel bending elements. *Technical Transactions: Architecture*. 2014. I. 8-A (15), № 111. P. 49-58.

5. Білозір В. В. Вплив низхідної вітки діаграми деформування сталевібробетону за розтягу на несучу здатність балок. *Вісник Львівського національного аграрного університету: архітектура і сільськогосподарське будівництво*. 2015. № 16. С. 60-64.

6. RILEM TC 162-TDF. "Design of steel fibre reinforced concrete using the σ -w method – principles and applications (Chairlady L. Vandewalle)." *Materials and Structures*, Vol. 35, 2002, pp. 262-278.

7. Нінічук М. В. Вплив способу армування сталевими фібрами нерозрізних залізобетонних балок на їх напружено деформований стан. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2015. Вип. 31. С. 460-467.

8. Бамбура А. М. Аналітичне opисання diahramy mekhanichnoho stanu armatury dlia zalizobetonykh konstruktsii. *Budivelni konstruktsii: Mizhvidomchii naukovotekhnichnyi zbirnyk*. Kyiv : NDIBK, 2003. Vyp 59. Knyha 1. S. 131-136.

9. Babych Y. M., Andriichuk O. V. , Kysliuk D. Y., Savitskiy V. V., Ninichuk M.V. Results of experimental research of deformability and crack-resistance of two span continuous reinforced concrete beams with combined reinforcement. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 708. 012043. DOI: 10.1088/1757-899X/708/1/012043.

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН БЕТОНІВ ПРИ РОЗВАНТАЖЕННІ ПІСЛЯ ПОПЕРЕДНЬОГО ОБТИСНЕННЯ НА ОСНОВІ ЙОГО СТРУКТУРНОЇ ТЕОРІЇ

STRESSED-DEFORMED CONDITION OF CONCRETE WHEN UNLOADING AFTER PRELIMINARY COMPRESSION BASED ON ITS STRUCTURAL THEORY

Битько М.М., к.т.н., доцент, Кузнецова О.В., ст. викладач, Іванова Л.В. ст. викладач (Черкаський державний технологічний університет, м. Черкаси)

N.M. Bitko, Ph.D., Associate Professor, O.V. Kuznetsova, Senior Lecturer, L.V. Ivanova, Senior Lecturer (State Technological University, Cherkassy)

Викладено результати теоретичних досліджень напружено-деформованого стану важкого бетону при короткочасному розвантаженні після тривалого центрального обтиснення різної інтенсивності. Розглянуто напружено-деформований стан при розвантаженні до напружень у центральному камені, рівних нулю, а також власний напружений стан у важкому бетоні при повному розвантаженні та відсутності розвантажувальних тріщин по цементному каменю. Наведено скалярні дані вказаних параметрів для різних рівнів попереднього обтиснення.

During the operation stage, long-term applied compressive stresses take place in the structures of reinforced concrete elements. Their assessment is based on the strength and deformation characteristics of the concrete constituents and have phenomenological dependences. Proceeding from this, the authors studied the stress-strain state of concrete during unloading after a preliminary long-term compression based on its structural theory.

On the basis of the analysis, an idealized structural diagram was adopted that looked like a staggered arrangement of the aggregate in the cement matrix. At the same time, the prerequisites for a nonlinear relationship between stresses $\sigma_{\eta\tau}$ and the creep characteristic $\varphi_{\eta\tau}$ and a linear relationship between the secant modulus of total deformations which takes into account creep deformations $\epsilon_{\eta\tau}^0$ and the initial level of long-term stresses $\eta\tau$ at a fixed time $t-\tau$ for a cement stone were accepted (solution).

Based of these assumptions, the stress-strain state of concrete is considered at zero stress in the cement stone (mortar). For this state, the secant modulus values for the cement stone and concrete deformation were obtained in each section of the structural diagram. In these sections, the stress in concrete $(\sigma_{c,\eta,t,\tau})_0^0$ and aggregate $(\sigma_{a,\eta,t,\tau})_1^0$ was determined during unloading with the relative level of compression $\eta\tau$ in the absence of stress in the cement stone.

The deformations secant modulus value for the entire concrete element was obtained in the absence of stress in the cement stone $(\bar{E}'_{c,\eta,t,\tau})_I^0$ and relative deformations $(\varepsilon_{c,\eta,t,\tau})_I^0$.

The intrinsic stress-strain state in concrete with complete unloading and the absence of unloading cracks along the cement stone is also considered.

The concrete and cement stone deformations secant modulus at full unloading $(\bar{E}_{c,1,\eta,t,\tau})_c^0$ is determined from the conditions for solving the system of equations of deformations equilibrium and compatibility for each of the sections in the idealized scheme, and the entire concrete section at full unloading after the long compression.

Based on the obtained dependencies, the intrinsic stress state in concrete was determined, that is, tensile stress in cement stone, $(\sigma_{1,\eta,t,\tau})_c^0$, stress in the aggregate, $(\sigma_{2,\eta,t,\tau})_c^0$ and deformations during unloading $(\bar{\varepsilon}_{c,\eta,t,\tau})_c^0$. The scalar values of the given parameters for different levels of preliminary reduction are given.

Ключові слова: Бетон, січний модуль, розчин, цементний камінь, заповнювач, структурна схема напруги, деформації.

Keywords: Concrete, secant module, mortar, cement stone, aggregate, structural diagram of stress, deformation.

Вступ. На даний час бетон є основним будівельним матеріалом. Однак його міцнісні та деформативні характеристики, як за короткочасного, так і за тривалого прикладання навантаження, які базуються на міцнісних і деформативних характеристиках його складових, вивчені недостатньо. З цієї причини при вирішенні багатьох задач теорії бетону та залізобетону виходять із феноменологічних залежностей, взятих безпосередньо з результатів випробувань.

Проте вже є деяка тенденція до використання не феноменології, а сутності явища та розробки структурної теорії бетону. Розрахункові формули при цьому ґрунтуються на міцнісних і пружнопластичних характеристиках складових бетону, їх кількісного співвідношення і взаємного розташування в одиниці об'єму.

Постановка проблеми. Бетон є конгломератом і має тверді, рідкі та газоподібні включення. Взаємне розташування складових в одиниці бетонного елемента здійснюється за допомогою ідеалізованих структурних схем бетону. Дійсна структурна схема бетону складна і не піддається статистичній оцінці. Цементний камінь при цьому розглядається як матриця, а заповнювачі – як включення. Але цементний камінь і заповнювач мають різні фізико-механічні властивості, тому пружнопластичні характеристики бетону повинні визначатися через реологічні властивості складових, їх кількісне співвідношення і взаємне розташування. Вирішення цього завдання є досить актуальним.

Аналіз результатів досліджень. З цього питання є незначна кількість досліджень. Так, автори [1-2] дають визначення модуля пружності бетону за трьома ідеалізованими структурними схемами.

Деякі інші, при короткочасному центральному стиску, залежності для визначення модуля пружності бетону розглянуті в [3-10]. Всі вони стосуються визначення модуля пружності бетону при короткочасному центральному стиску. Що ж стосується оцінки його деформативності за ідеалізованими схемами при короткочасному розвантаженні після тривалого стиску навантаженням різної інтенсивності, то жоден з вищевказаних авторів такої не дає.

Мета. Розробка на основі ідеалізованих структурних схем бетону аналітичних залежностей для визначення його напружено-деформованого стану при короткочасному розвантаженні після тривалого центрального стиску навантаженням різної інтенсивності, виходячи з реологічних властивостей складових.

Виклад основного матеріалу. Оцінка напружено-деформованого стану бетонів, при короткочасному і тривалому стиску за їх складом і реологічними властивостями складових, наведена на ідеалізованих структурних схемах [1; 2].

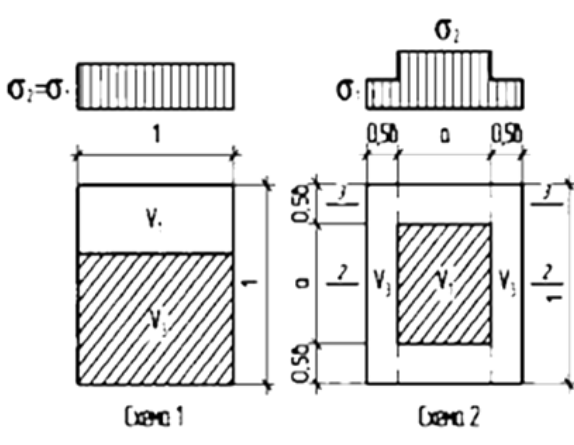


Рис. 1. Ідеалізовані структурні схеми бетону

Оцінку напружено-деформованого стану бетонів при короткочасному розвантаженні після тривалого обтиснення навантаженням різної інтенсивності виконуємо за схемою 2 (рис.1), що найточніше відображає роботу бетону при короткочасному та тривалому завантаженні.

Додаткові передумови:

1. нелінійна залежність між напруженнями та характеристикою повзучості бетонів;

2. лінійна залежність між січним модулем повних деформацій (з урахуванням деформацій повзучості) $E_{1,\eta,t,\tau}$ і початковим рівнем тривалих напружень $\eta\tau$ у фіксований момент часу $t-\tau$ для цементного каменю (розчину).

Експериментально-статистичне обґрунтування цих передумов наведено у [2].

Розглядаємо напружено-деформований стан бетону (схема 2):

а) розвантаження до напружень у цементному камені (або розчині), що дорівнюють нулю.

У процесі короткочасного розвантаження у перерізі 2-2 при напруженні у цементному камені, рівному нулю $(\sigma_{1,\eta,t,\tau})_1^0$ напруження бетону, $(\sigma_{c,\eta,t,\tau})_1^0$ буде завжди напруженням стиску, $(\sigma_{c,\eta,t,\tau})_1^0 > 0$ причиною цього є перерозподіл зусиль із цементного каменю на пружний заповнювач і збільшення модуля пружності цементного каменю з віку τ до віку t за рахунок старіння і спадковості. При розвантаженні до $(\sigma_{1,\eta,t,\tau})_1^0$ цементний камінь (розчин) працює пружно-пластично з модулем пружності $E_{0,1,t,\tau}$.

Січний модуль деформацій цементного каменю у перерізі 2-2 при розвантаженні з рівня обтискання $\eta\tau$ при напруженні в ньому рівному нулю, $(\sigma_{1,\eta,t,\tau})_1^0$ визначиться з умови:

$$\overline{E}_{1,\eta,t,\tau}^1 = E_{0,1,t,\tau} \left(1 - \lambda_{fcd,1,t,\tau} \frac{\sigma_{1,\eta,t,\tau}}{f_{cd,1,t,\tau}} \right) \quad (1)$$

де: $\lambda_{fcd,1,t,\tau}$ – граничне значення коефіцієнта пластичності при розвантаженні;

$\sigma_{1,\eta,t,\tau}$ $f_{cd,1,t,\tau}$ – напруження і призма міцність цементного каменю в момент розвантаження з рівня обтискання $\eta\tau$.

Січний модуль деформацій бетону в перерізі 2-2 у процесі розвантаження з рівня обтискання $\eta\tau$ при напруженні у цементному камені (розчині), рівному нулю, визначиться за аналогією з формулою (5) [3]

$$(\overline{E}_{1,c,\eta,t,\tau}^1)_1^0 = (\overline{E}_{1,\eta,t,\tau}^1)_1^0 A_1 + E_3 A_3 \quad (2)$$

Напруження у бетоні і заповнювачі в перерізі 2-2 у процесі розвантаження з відносного рівня обтискання $\eta\tau$ при напруженнях у цементному камені, рівних нулю, визначаються за формулою:

$$(\sigma_{c,\eta,t,\tau})_1^0 = \sigma_{c,\eta,\tau} - \sigma_{1,\eta,t,\tau} \frac{\overline{(E^1_{c,\eta,t,\tau})}_1^0}{(E^1_{1,\eta,t,\tau})_1^0}; \quad (3)$$

$$(\sigma_{3,\eta,t,\tau})_1^0 = \sigma_{3,\eta,t,\tau} - \left[\sigma_{c,\eta,\tau} - (\sigma_{c,\eta,t,\tau})_1^0 \frac{E_3}{(E^1_{c,\eta,t,\tau})_1^0} \right]; \quad (4)$$

У формулах (1) – (4) значення $\sigma_{1,\eta,t,\tau}$ і $\sigma_{3,\eta,t,\tau}$ визначаються відповідно за (16) – (17) [4]; $\sigma_{c,\eta,\tau}$ – напруження у бетоні при початковому рівні тривалого обтискання $\eta\tau$.

Січний модуль деформацій цементного каменю (розчину) в комбінованому елементі II при розвантаженні з рівня обтискання $\eta\tau$ і при напруженнях у цементному камені в перерізі 1-1, рівних нулю:

$$(\overline{E}^I_{II,\eta,t,\tau})_1^0 = E_{0,1,r,\tau} \left[1 - \lambda_{fd,1,t,\tau} \frac{\sigma_{3,\eta,t,\tau} - (\sigma_{3,\eta,t,\tau})_1^0}{f_{cd,1,t,\tau}} \right]; \quad (5)$$

Для всього бетонного елемента січний модуль деформацій при напруженнях у цементному камені (розчині), рівних нулю, визначиться за аналогією з формулою (18) [4]:

$$(\overline{E}^I_{c,\eta,t,\tau})_1^0 = A_1 (E^1_{I,1,\eta,t,\tau})_1^0 + \frac{A_3}{\frac{a}{E_3} + \frac{b}{(\overline{E}^I_{II,1,\eta,t,\tau})_1^0}}; \quad (6)$$

Відносна деформація бетону в цьому випадку буде рівною

$$(\varepsilon_{c,\eta,t,\tau})_1^0 = \varepsilon_{c,\eta,t,\tau} - \frac{\sigma_{c,\eta,\tau} - (\sigma_{c,\eta,t,\tau})_1^0}{(\overline{E}^I_{c,\eta,t,\tau})_1^0}; \quad (7)$$

У формулах (6) и (7) значення $(\overline{E}^I_{I,1,\eta,t,\tau})_1^0$ і $(\overline{E}^I_{c,\eta,t,\tau})_1^0$ визначаються за формулами (2) и (5), а $\varepsilon_{c,\eta,t,\tau}$ – за формулою (24) [4].

Дослідні значення вищенаведених параметрів при напруженнях у цементному камені, рівних нулю, отримати неможливо. Теоретичні їх значення, отримані за вищенаведеними формулами, наведені в таблиці 1. Як видно з цієї таблиці, зі збільшенням початкового рівня тривалого обтиснення напруження у бетоні і заповнювачі в цьому випадку, а також відносні деформації бетону безперервно зростають.

б) Власний напружений стан в бетонах при повному розвантаженні та відсутності розвантажувальних тріщин по цементному каменю (розчину).

При короткочасному розвантаженні в перерізі 2-2 схеми 2 (рис. 1) з моменту досягнення в цементному камені (розчині) напружень, рівних нулю, до повного розвантаження [напруження в бетоні рівне нулю – $(\sigma_{c,\eta,t,\tau})_c^0$], цементний камінь (розчин), у зв'язку з наявністю власних структурних напружень, піддається розтягуванню. При цьому, передбачається, що залежність "напруження – січний модуль деформацій $(\sigma_{c,\eta,t,\tau} - E_{t,1,t,\tau})$ при короткочасному розтягуванні є лінійною кореляційною залежністю виду:

$$E^I_{t,1,t,\tau} = E_{0,t,1,t,\tau} \left[(1 - \lambda_{fd1,1,t,\tau} \frac{\sigma_{t1,t,\tau}}{f_{td1,t,\tau}}) \right], \quad (8)$$

де: $E^I_{t,1,t,\tau}$; $E_{0,t,1,t,\tau}$; $\lambda_{fd1,1,t,\tau}$ – відповідно січний модуль деформацій, модуль пружності та граничне значення коефіцієнта пластичності цементного каменю (розчину), що перебував під дією стискувального навантаження напрутязі (t- τ), при короткочасному розтягу у віці t.

Січний модуль деформацій бетону в перерізі 2-2 при повному розвантаженні $(\bar{E}_{c,1,\eta,t,\tau})_c^0$ визначається із умов розв'язку системи рівнянь рівноваги

$$(\sigma_{t1,t,\tau})_c^0 + A_1 + (\sigma_{3,\eta,t,\tau})_c^0 A_3 = (\sigma_{c,\eta,t,\tau})_c^0; \quad (9)$$

і рівняння спільності деформацій

$$(\bar{\varepsilon}_{c,\eta,t,\tau})_c^0 = (\varepsilon_{t1,t,\tau})_c^0 = (\bar{\varepsilon}_{3,\eta,t,\tau})_c^0; \quad (10)$$

із використанням кореляційної залежності (8):

$$(\bar{E}_{c,1,\eta,t,\tau})_c^0 = -0,5B + \sqrt{(0,5B)^2 - C}. \quad (11)$$

$$B = - \left\{ A_3 (E_3 - E_{t1,t,\tau} \left[1 - \lambda_{fd1,t,\tau} \frac{(\sigma_{c,\eta,t,\tau})_1^0}{f_{td1,t,\tau}} \right]) \right\}, \quad (12)$$

$$C = -A_3 E_3 \lambda_{f_{td}, 1, t, \tau} E_{t, 1, t, \tau}^1 \frac{(\sigma_{c, \eta, t, \tau})_1^0}{f_{td, 1, t, \tau}}, \quad (13)$$

У формулах (9) – (13): $(\sigma_{3, \eta, t, \tau})_c^0, (\bar{\sigma}_{3, \eta, t, \tau})_c^0$ – напруження і відносні деформації заповнювача при повному розвантаженні бетону;

$(\varepsilon_{t, 1, t, \tau})_c^0, (\bar{\varepsilon}_{3, \eta, t, \tau})_c^0$; – відповідно відносні деформації розтягу цементного каменю (розчину) та стиску заповнювача за повного розвантаження бетону. Значення $(\sigma_{c, \eta, t, \tau})_1^0$ і $E_{t, 1, t, \tau}^1$ визначаються відповідно за формулами (3) і (8).

Січний модуль деформацій цементного каменю (розчину) в перерізі 2-2 при напруженнях у бетоні, рівних нулю (повне розвантаження), дорівнює:

$$(E_{t, 1, t, \tau}^I)_c^0 = \frac{(\bar{E}_{c, I, \eta, t, \tau} A_1)_c^0 - E_3 A_3}{1 - A_3}, \quad (14)$$

Цементний камінь (розчин), що знаходиться у комбінованому елементі II, буде стиснутим і його січний модуль деформацій за повного розвантаження визначається за формулою, аналогічною (5):

$$(\bar{E}_{II, 1, \eta, t, \tau}^I)_c^0 = E_{0, 1, t, \tau} \left[1 - \lambda_{f_{cd}, 1, t, \tau} \frac{\sigma_{3, \eta, t, \tau} - (\sigma_{3, \eta, t, \tau})_c^0}{f_{cd, 1, t, \tau}} \right]. \quad (15)$$

Для всього бетонного перерізу структурної схеми 2 січний модуль деформацій бетону за повного розвантаження після тривалого обтискання, за аналогією з (6), дорівнює

$$(\bar{E}_{c, \eta, t, \tau}^I)_c^0 = F_1 (E_{t, I, t, \tau}^1)_c^0 + \frac{A_3}{\frac{a}{E_3} + \frac{b}{(\bar{E}_{II, 1, \eta, t, \tau}^I)_c^0}} \quad (16)$$

Власний напружений стан в бетоні оцінюється за такими залежностями:

розтягувальні напруження у цементному камені

$$(\sigma_{t, 1, t, \tau})_c^0 = -(\sigma_{c, \eta, t, \tau})_1^0 \frac{(E_{t, I, 1, t, \tau}^1)_c^0}{(\bar{E}_{c, \eta, t, \tau}^I)_c^0}; \quad (17)$$

напруження у заповнювачі

$$(\sigma_{3,\eta,t,\tau})_c^0 = \frac{(\sigma_{t,1,t,\tau})_1^0(1-A_3)}{A_3}; \quad (18)$$

деформації при розвантаженні

$$(\bar{\varepsilon}_{c,\eta,t,\tau})_c^0 = -\frac{\sigma_{c,\eta,\tau}}{(\bar{E}_{c,\eta,t,\tau})_c^0}; \quad (19)$$

Теоретичні значення власного напруженого стану, отримані за вищенаведеними формулами, для бетону серії ТБ-3 наведені в таблиці 1.

Як бачимо з таблиці 1, зі збільшенням початкового рівня тривалого обтискання розтягувальні напруження у цементному камені (розчині) зростають. За рівня $\eta\tau = 0,5$ ці напруження перевищують міцність цементного каменю на розтяг, тобто, у ньому утворюються поперечні розвантажувальні мікротріщини розриву. Після цього всі вищенаведені формули для визначення власного напруженого стану в перерізі з розвантажувальною тріщиною втрачають зміст.

Таблиця 1

Напружено-деформований стан у бетонах у процесі короточасного розвантаження після тривалого стиску навантаженням різної інтенсивності в системі "розчин-бетон" за ідеалізованою структурною схемою 2 серії ТБ-3

Рівень обтискання	$\eta\tau = \sigma_\tau / f_{ctd,\tau}$								
		0,0	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$(\sigma_{c,\eta,t,\tau})_1^0$	МПа	0,00	3,09	4,67	6,32	8,00	9,72	10,58	13,16
$(\sigma_{3,\eta,t,\tau})_1^0$	МПа	0,00	5,26	7,95	10,76	13,62	16,54	18,31	22,40
$(\varepsilon_{c,\eta,t,\tau})_1^0$	10^{-5}	0,0	20,6	34,4	52,2	76,1	109,9	132,0	161,3
$(\sigma_{1,\eta,t,\tau})_1^0$	МПа	0,00	-0,63	-1,17	-1,36	1,62	-	-	-
$(\sigma_{3,\eta,t,\tau})_c^0$	МПа	0,00	0,45	0,83	0,96	1,15	-	-	-

Примітка: знаком – (мінус) позначені розтягувальні напруження. Прочерки у графі для значень σ_1 і σ_3 табл. 1 при $\eta\tau=0,6; 0,7; 0,8$ вказують на утворення розвантажувальних мікротріщин розриву по розчину.

Висновки. Структурна теорія опору бетонів силовим впливом базується на ідеалізації їх структурних схем. Найповніше роботу бетону при стиску та розтягу відображає ідеалізована структурна схема у вигляді шахового розташування кубічних зерен заповнювача в розчиновій частині бетону (схема 2).

Прийнята ідеалізована структурна схема бетонів дозволила оцінити за заданим складом і реологічними властивостями складових напружено-деформований стан бетонів при розвантаженні після тривалого центрального стиску (модуль пружності, січний модуль деформацій та відносні деформації).

Отримані та запропоновані до практичного застосування теоретичні залежності оцінки напружено-деформованого стану бетонів при розвантаженні після довготривалого прикладання навантаження дають можливість оцінити внутрішній напружено-деформований стан бетону, виходячи з його складу та властивостей складових.

References

1. Akhverdov M.N. Mekhanizm usadki i polzuchesti betona v svete sovremennykh predstavleniy reologii i fiziki tverdogo tela. Beton i zhelezobeton, 1970, №10. S.21-23.
2. Bit'ko N.M., Kuznetsova O.V., Boyko V.V. Napryazhenno deformirovannoye sostoyaniye betonov pri kratkovremennom tsentral'nom szhatii, iskhodya iz yego idealizirovannykh strukturnykh skhem. Вісник CHDTU № 3.2016, Cherkasi. S. 84-89.
3. Bit'ko N.M., Arkhangel'skaya N.A., Kuznetsova O.V., Boyko V.V. Napryazhenno deformirovannoye sostoyaniye tsementnogo kamnya pri dlitel'nom tsentral'nom szhatii nagruzkoy razlichnoy intensivnosti. Вісник CHDTU № 2.2009, Cherkasi. S. 7-13.
4. Bit'ko N.M., Kuznetsova O.V., Boyko V.V. Teoreticheskiye issledovaniya napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya betonov pri dlitel'nom tsentral'nom szhatii. Вісник CHDTU № 4. 2018, Cherkasi. S. 37-45.
5. Gansen T., Polzuchest' i relaksatsiya napryazheniy v betone (perevod s angliyskogo), M., Gosstroyizdat, 1963, s.124.
6. Gegasyan S.G. Sobstvennyye kolebaniya vyazkoupruzhnoy modeli nasledstvennogo stareniya. Beton i zhelezobeton, 2001 №5, s.6-8.
7. Gorokhov Ye.V., Yugov A.M., Veretennikov V.N. i dr. Uchet yavleniya sistemicheskoy neodnorodnosti svoystv tyazhelogo betona «Bezopasnost' ekspluatatsii zdaniy i sooruzheniy. Monografiya. M., 2011, s.146-167.
8. Dmitriyev A.S. Vliyaniye krupnogo zapolnitelya na prochnost' i deformativnost' vysokoprochnogo betona, S b. NIIZHB "Voprosy obshchey tekhnologii i uskoreniye tverdeniye betona" pod redaktsiyey Mironova S.A., M., Stroyizdat, 1970, s.58-63.

9. Zaytsev YU.V. Sovremennoye sostoyaniye mekhaniki betona v Rossii i za rubezhom (stroitel'nyye materialy, oborudovaniya, tekhnologii XXI veka №1, 2003, s.18-19.

10. Krylov S.B., Goncharov Ye.Ye. Ispol'zovaniye reologicheskikh modeley pri modelirovaniy polzuchesti betona. Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo, 2013, №2, s.32-33.

11. Makarenko L.P., Bit'ko N.M. Eksperimental'no-statisticheskiye issledovaniya napryazhenno-deformirovanogo sostoyaniya tsementnogo kamnya i betona pri dvukh rezhimakh tsentral'nogo szhatiya s postoyannoy skorost'yu rosta zagruzki i prodol'nykh deformatsiy. Sbornik Voprosy nadezhnosti zhelezobetonnykh konstruksyy pod. redaktsiyey A.S. Lycheva, Kuybyshev, 1977, s.89-92.

12. Makarenko L.P., Bit'ko N.M. Eksperimental'no-statisticheskiye issledovaniya zavisimosti «Napryazheniye deformatsiy v tsementnom kamne i betonakh, pri dlitel'nom tsentral'nom szhatii postoyannoy nagruzkoy razlichnoy intensivnosti sbornik «Voprosy nadezhnosti zhelezobetonnykh konstruksiy» pod. redaktsiyey A.S. Lychova, Kuybyshev, 1976, s.106-109.

13. Makarenko L.P., Fenko G.A. Vliyaniye polzuchesti i usadki pri dlitel'nom obzhatii betonov na ikh treshchinostoykost' i prochnost' pri posleduyushchem rastyazhenii. Sbornik "Polzuchest' i usadka betona" podgotovlennyy NIISK Gosstroy SSSR (Materialy soveshchaniya soyuznoy komisii RILEM), Kiyev, Budivel'nik, 1969.

14. Fenko G.A. Vliyaniye sobstvennykh napryazheniy na svoystva betona. Kandidatskaya dissertatsiya. Poltavskiy ISI, Poltava, 1972.

15. Ovsyanko V.M. Komp'yuternyy analiz elektronnykh modeley, ob'yektov reologii. Izv. vuzov. Stroitel'stv, 2003, № 4, s. 26-34.

16. Tamzazian A.G. Mekhanika polzuchesti betona: monografija/A.G. Tamzazian S.G. Esajan. Moskva^ NIGSU, 2012.

Список використаної літератури

1. Ахвердов М.Н. Механизм усадки и ползучести бетона в свете современных представлений реологии и физики твердого тела. Бетон и железобетон, 1970, №10. С.21-23.

2. Битько Н.М., Кузнецова О.В., Бойко В.В. Напряженно деформированное состояние бетонов при кратковременном центральном сжатии, исходя из его идеализированных структурных схем. Вісник ЧДТУ № 3.2016, Черкаси. С. 84-89.

3. Битько Н.М., Архангельская Н.А., Кузнецова О.В., Бойко В.В. Напряженно деформированное состояние цементного камня при длительном центральном сжатии нагрузкой различной интенсивности. Вісник ЧДТУ № 2.2009, Черкаси. С. 7-13.

4. Битько Н.М., Кузнецова О.В., Бойко В.В. Теоретические исследования напряженно-деформированного состояния бетонов при длительном центральном сжатии. Вісник ЧДТУ № 4. 2018, Черкаси. С. 37-45.

5. Гансен Т., Ползучесть и релаксация напряжений в бетоне (перевод с английского), М., Госстройиздат, 1963, с.124.

6. Гегасян С.Г. Собственные колебания вязкоупругой модели наследственного старения. Бетон и железобетон, 2001 №5, с.6-8.
7. Горохов Е.В., Югов А.М., Веретенников В.Н. и др. Учет явления систематической неоднородности свойств тяжелого бетона «Безопасность эксплуатации зданий и сооружений. Монография. М.,2011, с.146-167.
8. Дмитриев А.С. Влияние крупного заполнителя на прочность и деформативность высокопрочного бетона, Сб. НИИЖБ "Вопросы общей технологии и ускорение твердение бетона" под редакцией Миронова С.А., М., Стройиздат, 1970, с.58-63.
9. Зайцев Ю.В. Современное состояние механики бетона в России и за рубежом (строительные материалы, оборудования, технологии XXI века №1, 2003, с.18-19.
10. Крылов С.Б., Гончаров Е.Е. Использование реологических моделей при моделировании ползучести бетона. Промышленное и гражданское строительство, 2013, №2, с.32-33.
11. Макаренко Л.П., Битько Н.М. Экспериментально-статистические исследования напряженно-деформированного состояния цементного камня и бетона при двух режимах центрального сжатия с постоянной скоростью роста загрузки и продольных деформаций. Сборник Вопросы надежности железобетонных конструкций под редакцией А.С. Лычева, Куйбышев, 1977, с. 89-92.
12. Макаренко Л.П., Битько Н.М. Экспериментально-статистические исследования зависимости «Напряжение деформаций в цементном камне и бетонах, при длительном центральном сжатии постоянной нагрузкой различной интенсивности сборник «Вопросы надежности железобетонных конструкций» под редакцией А.С. Лычева, Куйбышев, 1976, с.106-109.
13. Макаренко Л.П., Фенко Г.А. Влияние ползучести и усадки при длительном обжатии бетонов на их трещиностойкость и прочность при последующем растяжении. Сборник "Ползучесть и усадка бетона" подготовленный НИИСК Госстрой СССР (Материалы совещания союзной комиссии РИЛЕМ), Киев, Будівельник, 1969.
14. Фенко Г.А. Влияние собственных напряжений на свойства бетона. Кандидатская диссертация. Полтавский ИСИ, Полтава, 1972.
15. Овсянко В.М. Компьютерный анализ электронных моделей, объектов реологии. Изв. вузов. Строительство, 2003, № 4, с. 26-34.
16. Tamzazian A.G. Mekhanika polzuchesti betona: monografija/A.G. Tamzazian S.G. Esajan. Moskva^ NIGSU,2012.

**АНАЛІЗ ЧИННИКІВ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА ЗЧЕПЛЕННЯ
АРМАТУРИ СЕРПОПОДІБНОГО ПРОФІЛЮ З БЕТОНОМ І
ФІБРОБЕТОНОМ**

**ANALYSIS OF THE FACTORS AFFECTING THE ADHESION OF THE
SICKLE PROFILE REINFORCEMENT WITH CONCRETE**

**Білозір В.В., к.т.н., доц., Мазурак Р.А., аспірант (Львівський
національний аграрний університет)**

**Bilozir V., PhD, Associate Professor (Lviv National Agrarian
University), Mazurak R., postgraduate (Lviv National Agrarian University)**

Виконано аналіз впливу міцності бетону на напруження арматури серпоподібного профілю за її висмикування з бетону. Показано, що ці напруження лінійно залежать від міцності бетону на тиск і від відносної довжини анкерування, яка дорівнює відношенню довжини анкерування до діаметра стрижня. Виявлено, що коефіцієнт зчеплення стрижнів з бетоном, який пов'язує відносну довжину анкерування з відношенням напружень стрижня при висмикуванні до призмової міцності бетону, дорівнює 0,83. Визначено, що за інших рівних умов напруження стрижнів кільцеподібного профілю у порівнянні зі серповидним профілем за висмикування в 1,4 рази більші.

The effect of concrete strength on the tension of reinforcement of sickle-shaped profile for its removal from concrete is analyzed. It is shown that these stresses depend linearly on the concrete compressive strength and on the relative anchorage length, which is equal to the ratio of the anchorage length to the core diameter. It was found that the coefficient of adhesion of the bars to the concrete, which relates the relative length of the anchoring with the ratio of the stresses of the rod when pulled to the prism strength of concrete, is 0.83. It is determined that, under all other conditions, the tension of the rods of the annular profile in comparison with the sickle profile is 1.4 times higher for the excision.

The technique of determination of maximum coupling stresses of cores of a periodic profile, developed in NIIZhB, is analyzed. It is found that the boundary stresses of the clutch, calculated by this method, are significantly lower than those obtained experimentally. The hypothesis is formulated that this technique does not take into account the possible participation in the work to pull out the core of a larger volume of concrete adjacent to the contact layer.

It is shown that in the Eurocode 2 formula it is expedient to take into account the Rem index, which characterizes the relative cross-sectional area of deflection, and the impact of which can be estimated only after extensive experimental studies are used to determine the maximum coupling stresses of concrete rod reinforcement.

In the future, it is necessary to carry out experimental and theoretical studies of anchoring rods of sickle-shaped profile in concrete, reinforced with fiber

reinforcement of Ukrainian mass production at the expense of its 55 - 140 kg per 1 m³ of concrete mixture, which takes place in real load-bearing structures, as foreign researchers note that for dispersive reinforcement costs up to 70 kg / m³, it has less impact on the adhesion of the bars to the concrete than the compressive strength of the concrete.

Ключові слова: арматура, серповидний профіль, бетон, зчеплення, розрахунок.

Key words: armature, sickle profile, concrete, clutch, calculation.

Постановка проблеми. Починаючи з 90-х років минулого століття у будівельній галузі України в якості арматури залізобетонних конструкцій почали використовувати сталеві стрижні серповидного профілю. Зараз ця арматура практично витіснила арматуру з кільцевим профілем. Арматура серповидного профілю є однією з найбільш поширених у країнах ЄС завдяки тому, що під час її виготовлення зношування технологічного обладнання є меншим, ніж за виготовлення арматури кільцевого профілю, яка, однак, має суттєво вищі показники зчеплення з бетоном. У дослідників досі немає однієї точки зору щодо кількісної оцінки впливу різних чинників на руйнівні зусилля за зсуву стрижнів відносно бетону. У зв'язку з цим важливим є вдосконалення розрахункового апарату для визначення необхідної довжини анкерування стрижнів серповидного профілю у бетоні та розроблення його за використання фібробетону, волокна якого здатні блокувати розвиток мікротріщин у місцях контакту поперечних ребер стрижнів з бетоном, втягувати у спільну роботу великі об'єми бетону.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Експериментально-теоретичні дослідження зчеплення арматурних стрижнів з бетоном проводили багато дослідників як в Україні, так і за кордоном. Сюди належать дослідження Бабича Є. М., Гвоздева О. О., Залесова О. С., Карпенка М. І., Климова Ю. А., Мадатяна С. А., Муліна М. М., Мурашова В. І., Оатула О. О., Овчиннікової М. Г., Семченкова О. С., Холмянського М. М., Bigai A. J., Darwin D., Eligehausen R., Gambarova P. G., Goto Y., Lutz L. A., Martin H., Mayer U., Muller H. H., Noakowski P., Rehm G. та інших. Граничні напруження зчеплення арматурних стрижнів з бетоном залежать від багатьох чинників, серед яких суттєвий вплив мають характер поверхні стрижнів та їх діаметр, міцність бетону та його гранулометричний склад, умови зчеплення [1; 2].

Питання впливу форми поверхні фібрової арматури на зчеплення її з бетонною матрицею висвітлені у працях [3–5], у яких показано, що загнуті кінці фібри з дроту, профілювання поверхні фібри з відходів листопрокатного виробництва суттєво впливають на значення напружень у фібрі за її висмикування з бетону.

Однак єдиної методики розрахунку середніх дотичних напружень за повної втрати зчеплення між арматурою і бетоном поки що немає. Крім того, фіброве армування мало би поліпшити зчеплення стрижнів з бетоном, однак методика розрахунку необхідної довжини анкерування для цього випадку поки що не розроблена.

Постановка завдання. Наше завдання – проведення аналізу експериментально-теоретичних досліджень зчеплення стрижнів серпоподібного профілю з бетоном та розроблення пропозицій щодо методики розрахунку необхідної довжини анкерування стрижнів у фібробетоні.

Виклад основного матеріалу. У праці [6] подано результати досліджень зчеплення стрижнів серпоподібного профілю діаметром 16 мм, зароблених на різну довжину у бетон призм різних класів міцності на осьовий стиск (Рис.1).

Автором показано, що нормальні і дотичні напруження при зсуві незавантаженого кінця стрижня на 0,2 мм прямо пропорційно залежать від призмової міцності бетону [6]. За результатами випробувань стрижнів на висмикування з бетону отримана залежність граничних напружень зчеплення f_b від середньої призмової міцності $f_{c,prism}$:

$$f_b = 0,3f_{c,prism}. \quad (1)$$

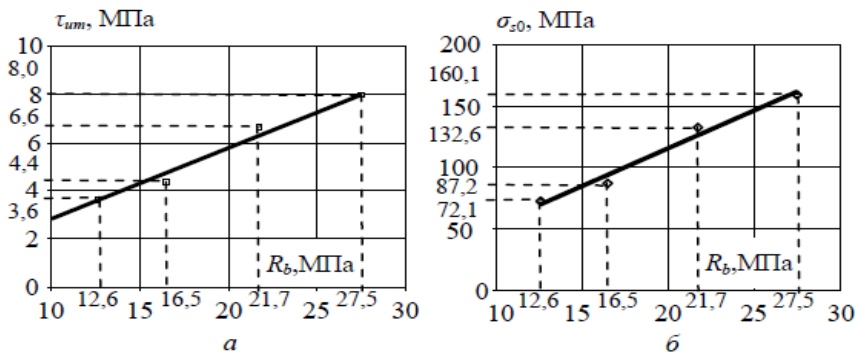


Рис. 1. Залежність граничних середніх дотичних напружень τ_{max} (а) та напружень у стержнях σ_{s0} (б) від призмової міцності бетону f_{cd} (R_b) [6]

Результати досліджень, виконаних багатьма авторами, були проаналізовані свого часу в НИИЖБ, що дозволило встановити залежність між відносною довжиною анкерування арматури періодичного профілю, напруженнями арматури при висмикуванні і міцністю бетону [1]:

$$\frac{l_{b,rq}}{\phi} = \eta \frac{\sigma_s}{f_{c,prism}}, \quad (2)$$

де $l_{b,rq}$ – довжина анкерування стрижня у бетоні; \varnothing – діаметр арматурного стрижня; σ_s – напруження у стрижні за межами довжини анкерування за висмикування з бетону; $f_{cm,prism}$ – призмova міцність бетону; η – коефіцієнт зчеплення арматури з бетоном, який для арматури періодичного кільцевого профілю дорівнює 0,6, а для гладкої арматури – 1,2.

Згідно з Єврокод 2 довжину заанкерування арматури визначають, виходячи з рівності висмикуючого зусилля і зусилля зчеплення стрижня з бетоном [2]:

$$l_{b,rq} = (\varnothing/4)(\sigma_s/f_b). \quad (3)$$

З урахуванням рівнянь (1) – (3) отримано:

$$\frac{l_{b,rq}}{\varnothing} = \frac{\sigma_s}{4(0,3f_{c,prism})} = \eta \frac{\sigma_s}{f_{c,prism}}. \quad (4)$$

З рівняння (4) отримуюмо значення коефіцієнта $\eta = 0,83$. З рівняння (4) отримуюмо значення коефіцієнта $\eta = 0,83$. Таким чином, зчеплення арматури серпоподібного профілю у порівнянні з арматурою кільцевого профілю майже в 1,4 рази менше. На те, що необхідна довжина анкерування арматури серпоподібного профілю на 30 – 50 % більша у порівнянні з арматурою кільцевого профілю вказується також у праці [7].

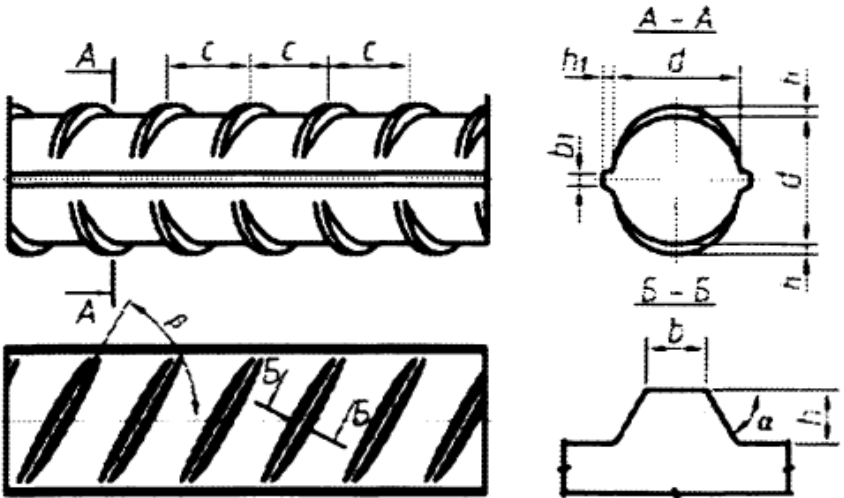


Рис. 2. Арматура серпоподібного профілю [7]

Якість зчеплення арматури періодичного профілю, в т. ч. серпоподібного, геометричні характеристики якого показані на рис. 2, оцінюють індексом (коефіцієнтом), який у 1969 р. запропонував Рем [7]:

$$f_R = \frac{k F_R}{\pi d c}, \quad (5)$$

де $k=2$ – кількість вертикальних рядів поперечних ребер;

F_R – проекція площі одного поперечного ребра на площину поперечного перерізу стержня:

$$F_R = 0,25 h \pi d. \quad (6)$$

Вважається, що індекс Рема в межах 0,05 – 0,10 для арматури періодичного профілю є прийнятним з врахуванням достатнього зчеплення стрижнів з бетоном, допустимих прогинів, ширини розкриття тріщин, відсутності сколювань захисного шару бетону та поздовжніх тріщин.

За результатами вимірювань геометричних параметрів стрижнів серпоподібного профілю діаметрами 10, 14, 16, 18 і 22 мм автором [6] було визначено за формулою (5) для них індекси Рема (відносна площа змінання поперечних виступів): 0,069; 0,071; 0,082; 0,076; 0,075 відповідно, що більше за мінімальне значення 0,056, встановлене ДСТУ 3760:2006 [8].

У праці [7] запропонована методика розрахунку граничних напружень зчеплення залежно від схеми руйнування бетонних шпонок під поперечними ребрами профілю стрижня (рис. 3). Авторами показано, що ці напруження залежать від геометричних параметрів профілю арматурного стрижня і від міцності бетону на розтяг за зрізу шпонок та від міцності бетону на стиск за змінання бетону під поперечними ребрами профілю. Показано, що для середніх класів бетону руйнування за зсуву стрижнів серпоподібного профілю відбувається через змінання, а за бетону класу C50/60 – через зріз шпонок. Суттєвого впливу діаметра стрижнів на граничні напруження їх зчеплення з бетоном не виявлено.

У праці [9] Циба О.О. на основі результатів власних експериментальних досліджень та інших авторів показав, що граничні напруження зчеплення можна визначити за формулою російського СП 52-101-2003, яка за структурою аналогічна до формули Єврокод 2 і в якій коефіцієнт 2,25 замінений на коефіцієнти $\eta_1 = 5 + 20 f_R$ для середніх значень і $\eta_1 = 1,5 + 20 f_R$ для розрахункових з довірливим інтервалом 3S. Тоді, наприклад, формула для теоретичного оцінювання середньої міцності зчеплення стрижня діаметром до 32 мм з бетоном матиме вигляд:

$$f_b = (5 + 20 f_R) f_{ctm}, \quad (7)$$

де f_{ctm} - середня міцність бетону на розтяг.

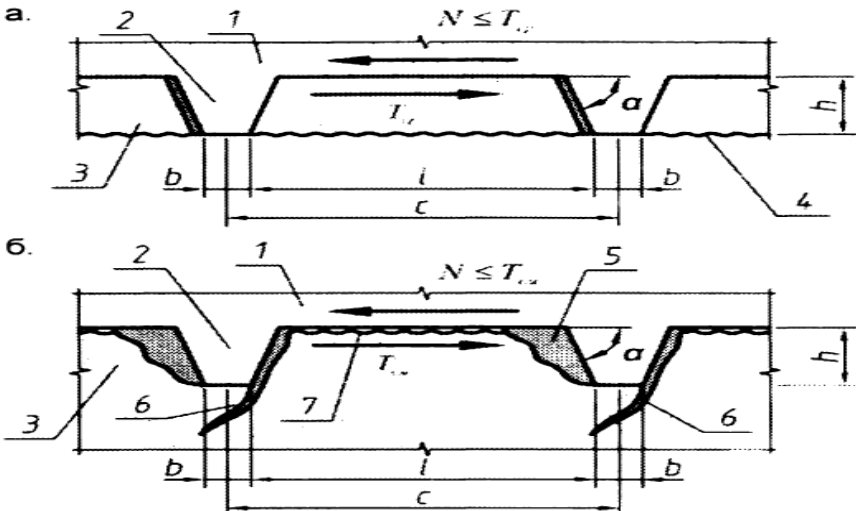


Рис. 3. Руйнування шпонки за зсуву [7]:

- а – від зрізу; б – від зминання. Умовні позначення: 1 – арматура; 2 – поперечне ребро; 3 – бетон; 4 – поверхня зрізу 5 – зони зминання бетону; 6 – поперечні тріщини від зминання; 7 – порушення адгезії; N – розтягуюче зусилля в арматурі на довжині з T_{cp} і T_{cm} – руйнівні зусилля від зрізу і зминання

f_b обчислювали за формулами (1) і (7) за висмикування стрижня серпоподібного профілю діаметром 16 мм з бетону класу С 20/25 ($f_{ctm} = 2,2$ МПа, $f_{cm,prism} = 23,7$ МПа). Виявилося, що f_b , обчислене за формулою (1), дорівнює 7,11 МПа, а за формулою (7) – 3,102 МПа. Розрахунки, результати яких подані у праці [7], засвідчили, що f_b дорівнює 1,68 МПа за висмикування стрижнів серпоподібного профілю діаметром від 10 до 40 мм з бетону класу С30/35. Причиною таких розходжень може бути неврахування у роботі під час зсуву стрижня участі значнішого об'єму бетону, що примикає до контактного шару. Усе це свідчить про необхідність пошуку досконаліших методик розрахунку міцності зчеплення арматури класу А500С з бетоном чи внесення уточнень в існуючі методики.

Окреме питання, яке необхідно вивчити, – анкерування стрижнів серпоподібного профілю у бетоні, армованому фібровою арматурою українського масового виробництва. Зарубіжні дослідники у праці [10] відмічають, що фіброве армування має суттєво менший вплив на зчеплення стрижнів з бетоном, ніж міцність бетону на стиск. Однак, відмічають, що зменшення довжини фібри за інших рівних умов

позитивно впливає на зчеплення. Треба зазначити, що у цих дослідженнях використані доволі низькі витрати фібри на 1 м^3 бетонної суміші (не більше $70 \text{ кг} / \text{м}^3$), адже у реальних конструкціях відчутним силовий вплив волокон настає за витрат $55 - 140 \text{ кг} / \text{м}^3$.

Потрібно зауважити, що фіброве армування можна розглядати також як специфічний вид непрямого армування. У праці [1] показано, що непряме армування у вигляді часто поставлених перпендикулярно до стрижнів, що висмикуються, сіток з малими вічками суттєво впливає на зусилля як початку зсуву стрижнів, так і на значення міцності анкерування. Так, наприклад, якщо у стрижнях, які висмикували з призми, що не містили непрямого армування, середні напруження на початку зсуву і за втрати зчеплення дорівнювали 150 МПа і 400 МПа відповідно, то за об'ємного відсотку непрямого армування 1% - 215 МПа і 500 МПа . Це свідчить про те, що подібні ефекти можливі за використання в якості непрямої арматури фібр.

Висновки

1. На основі аналізу експериментальних досліджень виявлено, що напруження арматури при висмикуванні прямопропорційно зростають з міцністю бетону на стиск за інших рівних умов.

2. Визначено коефіцієнт зчеплення стрижнів серпоподібного профілю з бетоном, який дорівнює $0,83$, що в $1,4$ рази менше за такий коефіцієнт для арматури кільцевого профілю.

3. Аналіз методик розрахунку міцності зчеплення стрижнів серпоподібного профілю з бетоном засвідчив необхідність пошуку нових підходів до точнішого врахування впливу як геометричних параметрів профілю арматури, так і міцності бетону, участі в роботі об'єму бетону, який безпосередньо примикає до зони контакту.

References

1. New in the design of concrete and reinforced concrete structures. Ed. AA Gvozdev. M.: Stroyizdat, 1978, 204 p.

2. Bibi E. V., Narayanan RS Guide for designers to Eurocode 2. Design of reinforced concrete structures. Nauch. ed. trans. Almazov, O.O., Plotnikov, A.M.M.: Moscow State University, 2012, 292 p.

3. Bilozir V. Formation and opening of cracks in normal sections of bent steel fiber elements on sheet fiber: dis ... Cand. tech. Sciences. Moscow, 1991. 164 p.

4. Bilozir W., Krapfenbauer R., Bölskey E. Festigkeit und Rissfestigkeit der Stahlfaserbetonbiegeelemente mit Fasern aus Blechabfällen. Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift. 1995. Jg.140. Nr. 2. S. 38 - 53.

5. Bilozir V., Vysochenko A. Determination of the required length of anchoring of fiber in concrete. Bulletin of Lviv National Agrarian University. Avg. Architecture and agricultural construction. 2013. № 14. P. 64 - 70.

6. Chapyuk OS Concrete adhesion with reinforcing rolled sickle profile at short-term one-time and repeated loads: abstract. dissertation ... Cand. tech. Sciences. Lviv, 2010. 20 p.

7. Semchenkov AS, Zalesov AS, Meshkov VZ, Kvasnikov AA The nature of adhesion to concrete of rod reinforcement of different profiles. Concrete and reinforced concrete. 2007. № 5. S. 2 - 7.

8. Chapyuk O. Coupling of reinforcing bars of different diameters of class A500C with concrete. Bulletin of Ternopil National Technical University: Ser. Mechanical engineering, production automation and machining processes. 2013. №2. Pp. 156 - 163.

9. Tsyba OO Fracture resistance and deformability of stretched reinforced concrete with non-stressed and stressed rod reinforcement having different relative area of shear of transverse ribs: author. diss ... Cand. tech. Sciences. M., 2011. 24 p.

10. Garcia-Taengua E., Martí-Vargas J. R., Serna P. Bond of reinforcing bars to steel fiber reinforced concrete. Construction and Building Materials. 2016. No. 105. P. 275- 284.

Бібліографічний список

1. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. Под ред. А. А. Гвоздева. М.: Стройиздат, 1978, 204 с.

2. Биби Э. В., Нараянан Р. С. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2. Проектирование железобетонных конструкций. Науч. ред. пер. Алмазов В. О., Плотников А. И. М.: МГСУ, 2012, 292 с.

3. Билозир В. В. Образование и раскрытие трещин в нормальных сечениях изгибаемых сталефибробетонных элементов на фибре из листа: дис... канд. техн. наук. Москва, 1991. 164 с.

4. Bilosir W., Krapfenbauer R., Bölskey E. Festigkeit und Rissfestigkeit der Stahlfaserbetonbiegeelemente mit Fasern aus Blechabfällen. *Österreichische Ingenieur- und Architekten- Zeitschrift*. 1995. Jg.140. Nr. 2. S. 38 – 53.

5. Білозір В., Височенко А. Визначення необхідної довжини анкерування фібри в бетоні. *Вісник Львівського національного аграрного університету. Сер. Архітектура і сільськогосподарське будівництво*. 2013. № 14. С. 64 – 70.

6. Чапюк О. С. Зчеплення бетону з арматурним прокатом серповидного профілю при короткочасних одноразових і повторних навантаженнях: автореф. дис... канд. техн. наук. Львів, 2010. 20 с.

7. Семченков А. С., Залесов А. С., Мешков В. З., Квасников А. А. Характер сцепления с бетоном стержневой арматуры различных профилей. *Бетон и железобетон*. 2007. № 5. С. 2 – 7.

8. Чапюк О. Зчеплення арматурних стержнів різних діаметрів класу А500С з бетоном. *Вісник Тернопільського національного технічного університету: Сер. Машинобудування, автоматизація виробництва та процеси механічної обробки*. 2013. №2. С. 156 – 163.

9. Цыба О. О. Трещиностойкость и деформативность растянутого железобетона с ненапрягаемой и напрягаемой стержневой арматурой, имеющей различную относительную площадь смятия поперечных ребер: автореф. дисс... канд. техн. наук. М., 2011. 24 с.

10. Garcia-Taengua E., Martí-Vargas J. R., Serna P. Bond of reinforcing bars to steel fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*. 2016. № 105. P. 275- 284.

**ПОРІВНЯННЯ ВІТЧИЗНЯНОЇ ТА ЗАРУБІЖНОЇ (ЄВРОПЕЙСЬКОЇ)
МОДЕЛЕЙ ЦІНОУТВОРЕННЯ В БУДІВНИЦТВІ**

**COMPARISON OF NATIVE AND FOREIGN (EUROPEAN) MODELS
OF PRICING IN CONSTRUCTION**

Войтович С. Я., магістр, Кислюк Д. Я., к.т.н., доцент, Ротко С.В., к.т.н., доцент, Ужегова О. А., к.т.н., доцент (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк), Сиваченко Т.Л., інженер, УЧПП КБ "Промислові технології та комплекси", м. Могильов, Білорусь

Sergii Voitovych, Master, Dmytro Kyslyuk, Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Svitlana Rotko, Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Olha Uzhehova, Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Lutsk National Technical University, Lutsk), Tatiana Sivachenko, engineer, Industrial technologies and complexes, Mohylov, Bilorus

У роботі, на основі теоретичного пошуку встановлено ступінь відповідності і диференціації вітчизняної та зарубіжної (європейської) моделей ціноутворення в будівництві. За результатами проведеного аналітичного дослідження здійснено порівняння структури елементів та їх питомої ваги у вартості будівельно-монтажних робіт за вітчизняною та західною (європейською) методикою розрахунку кошторису.

Implementation of Ukraine to the European Union should provide the harmonization of the regulatory framework of construction and transition to the European model for calculating the cost of construction works.

That is why, the purpose of this scientific research is to establish the degree of correspondence and differentiation of the native and foreign (European) models of pricing in construction and determination of the specific weight and species recognition of its elements in the construction cost estimates of the facility.

The object of the research is the process of correspondence and differentiation of applied models (techniques) of cost formation for the construction works and the value of the specific element weight according to which such calculations are made; and the subject - theoretical search and analytical research of differentiation of both models of cost formation for the construction works and the value of the specific weight of the elements according to which such calculations are made.

It has been found out that both European and native models of the cost of construction works contain in their basis: direct costs (the cost of raw materials, the cost of wages, the cost of operating machinery and equipment); organizational and logistical costs; other costs. This in turn underlines their similarity concerning the elements which are taken into account at formation of the cost of construction works.

The calculation of the construction costs works by calculation technique has been revealed: the native model assumes the step-by-step accounting of the sum of direct

expenses, the sum of general production expenses and other expenses, whereas the European model includes four components: direct expenses (connected with quantity of works), indirect expenses, risks and profitability, and also taxes and fees. Calculation of this cost is carried out by taking into account the weighting coefficients for different types of construction works, different values of such works and the like.

The analysis of the structure of the estimate of construction and installation works (based on manual works of performed cement-lime plastering or cement mortar on concrete walls per 100 sq. meters) by native and foreign methods of estimate calculation has shown structural differentiation of specific weight and kinds of elements of the estimate.

Ключові слова: моделі ціноутворення в будівництві, диференціація вітчизняної та європейської моделей розрахунку вартості будівельних робіт щодо методики калькулювання, елементи структури кошторису будівельно-монтажних робіт, питома вага елементів у кошторисній вартості об'єкту будівництва.

Keywords: models of pricing in construction, differentiation of the native and European models of calculation of the construction works cost, elements of the estimate of construction and installation works, specific weight of elements in the estimated cost of the construction objects.

Аналіз досліджень та постановка задачі. Цілями даного наукового дослідження є порівняння моделей (методик) формування вартості будівельних робіт за кордоном (європейський досвід) та в Україні з метою гармонізації вітчизняної кошторисно-нормативної бази ціноутворення в будівництві із аналогічною у Європейському союзі.

Метою наукового дослідження є встановлення ступеня відповідності та диференціації вітчизняної та зарубіжної (європейської) моделей ціноутворення в будівництві та встановлення величини питомої ваги і видової ознаки його елементів у кошторисній вартості об'єкту будівництва.

Постановка завдання. Реалізація поставленої у дослідженні мети визначила необхідність вирішення наступних завдань:

- дослідження західної моделі (методики) формування вартості будівельних робіт;
- дослідження вітчизняної моделі (методики) формування вартості будівельних робіт;
- порівняння структури елементів та їх питомої ваги у вартості будівельно-монтажних робіт за вітчизняною та західною (європейською) методикою розрахунку кошторису.

Виклад основного матеріалу. Важливе значення в процесі передпроектної, проектної стадії та у процесі виконання будівельних робіт має ціноутворення у будівництві, від якого залежать не лише ціна об'єкту будівництва, терміни виконання будівельних робіт, залучення інших організацій до виконання окремих робіт, але й інвестиційна складова щодо реалізації проекту будівництва.

Виходячи з цього, необхідно вивчати досвід кращих компаній та зарубіжний досвід щодо використання методик ціноутворення та практик встановлення вартості будівельних робіт з метою їх застосування в Україні.

Дослідження західної (європейської) моделі формування вартості будівельних робіт дає змогу ствердити, що в основі такої моделі лежить методика ціноутворення на основі врахування вартості основних елементів, що визначають самі будівельні роботи, використання ресурсів, врахування доходності та ризиків (рис.1) [1; 2; 3; 4; 5 с. 81].

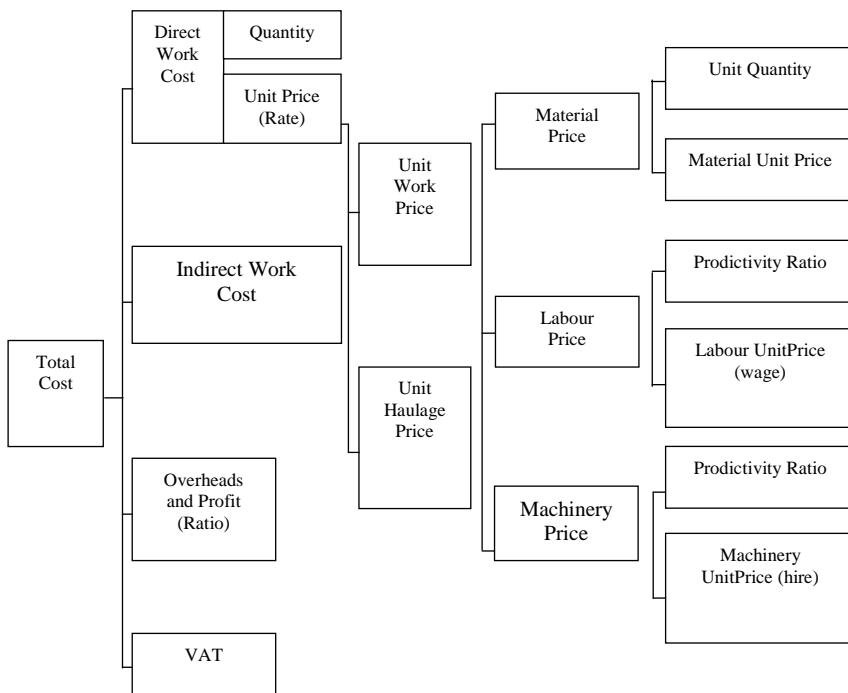


Рис. 1. Формування вартості будівельно-монтажних робіт (західна європейська модель)

Отже, загальна вартість будівельних робіт (TC) включає в себе чотири складові: прямі витрати (UP) які пов'язані із кількістю робіт (Q), непрямі витрати (IWC), ризики та рентабельність (OP), а також податки і збори (VAT).

Так, прямі витрати пов'язані із використанням вартості трудових ресурсів, матеріальних ресурсів та основних засобів, тобто знярядь праці.

Врахування зазначених складових у вартості будівельних робіт, з однієї сторони визначає повноту врахування застосовуваних ресурсів, ризиків та врахування планових величин результативності підприємств щодо реалізації будівельних робіт, тощо. З іншого боку – вартість оцінюється шляхом врахування вагових коефіцієнтів щодо різних видів будівельних робіт, різної величини таких робіт і т.д.

Західна модель формування вартості будівельних робіт, таким чином, може бути описана (формула 1):

$$TC = \text{SUMM}(Q \times UP) \times (1 + IWC) \times (1 + OP) \times (1 + VAT) \quad (1)$$

Запропонована формула розрахунку вартості будівельних робіт ґрунтується на вищезазначеній методиці формування вартості будівельних робіт та включає вищепераховані складові. При цьому, сама величина складових та методики їх обрахунку є диференційованими щодо видів будівельних робіт, їх організації, результативності, тощо.

В Україні функціонує вітчизняна модель розрахунку кошторису будівельно-ремонтних робіт та ціноутворення в будівництві (рис. 2) [6; 7; 8; 9, с. 124; 10].

Так, кошторисна вартість будівництва визначається наступною методикою (формула 2): прямим сумуванням вартості будівельних робіт, вартості монтажних робіт, вартості технологічного устаткування та інших витрат [6].

$$V_{\sigma} = V_{\sigma p} + V_{\sigma mp} + V_{\sigma y} + V_{\sigma in} \quad (2)$$

де V_{σ} – вартість будівельної продукції,

$V_{\sigma p}$ – вартість будівельних робіт,

$V_{\sigma mp}$ – вартість монтажних робіт,

$V_{\sigma y}$ – вартість технологічного устаткування,

$V_{\sigma in}$ – інші витрати.

Кошторисна вартість будівельно-монтажних робіт згідно даної методики розраховується сумуванням прямих і загальновиробничих витрат (формула 3):

$$V_{BMP} = VP + V3B \quad (3)$$

де VP – прямі витрати,

$V3B$ – загально виробничі витрати.

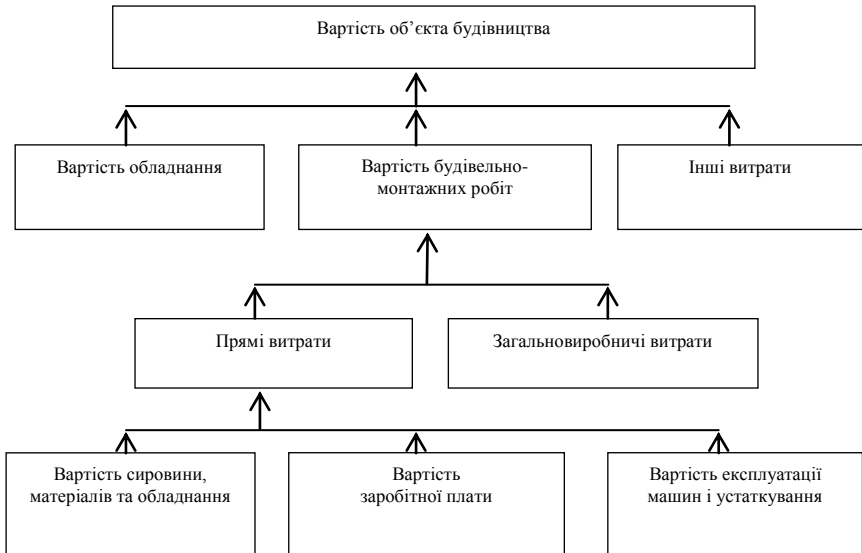


Рис. 2. Формування вартості будівельно-монтажних робіт (вітчизняна модель)

Прямі витрати в свою чергу враховують: заробітну плату робітників і виконавців, вартість експлуатації машин, механізмів та обладнання, вартість сировини, виробів та матеріалів, конструкцій.

Загально-виробничі витрати включають в себе: витрати на управління та обслуговування будівельного виробництва чи ремонту, витрати на організацію і обслуговування будівельного майданчика та вдосконалення будівельної технології.

Структура кошторису будівельно-монтажних робіт (поліпшене штукатурення цементно-вапняним або цементним розчином по каменю і бетону стін вручну на 100 м²) за вітчизняною методикою розрахунку кошторису здійснено на основі застосування ПК АВК 5.

Вагомість окремих елементів кошторису у загальній вартості будівельних робіт за вітчизняною методикою обрахунку представлена на рисунку 3.

Диференціація моделей (методик) обрахунку кошторису будівельно-монтажних робіт в Україні та за кордоном визначає необхідність дослідження структурно-видової вагомості окремих елементів кошторису у загальній вартості будівельних робіт.

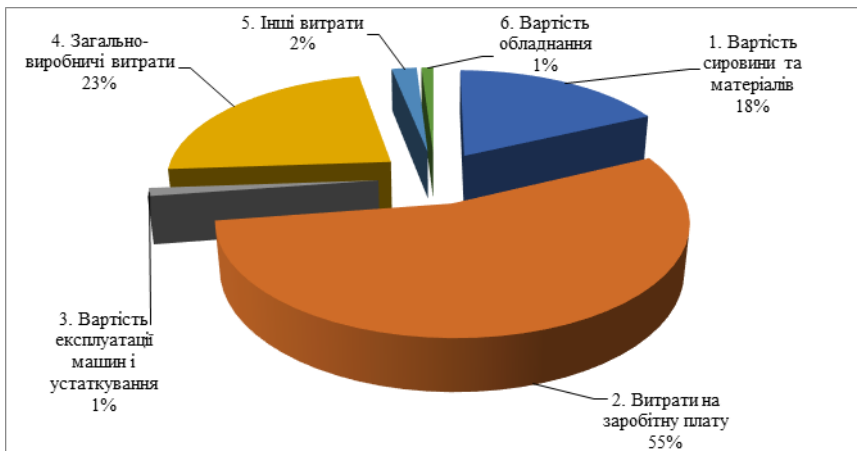


Рис. 3. Структура кошторису будівельно-монтажних робіт (поліпшене штукатурення цементно-вапняним або цементним розчином по каменю і бетону стін вручну на 100 м²) за вітчизняною методикою розрахунку кошторису, %

Вагомість окремих елементів кошторису у загальній вартості будівельних робіт за зарубіжною (європейською) методикою обрахунку представлена на рисунку 4.

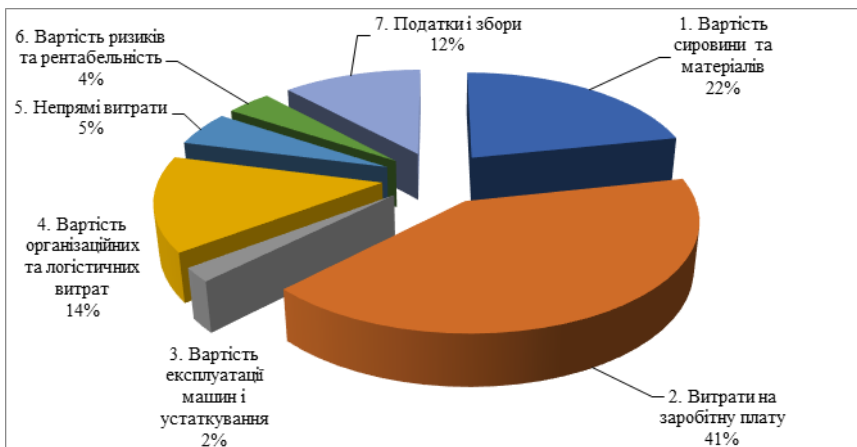


Рис. 4. Структура кошторису будівельно-монтажних робіт (поліпшене штукатурення цементно-вапняним або цементним розчином по каменю і бетону стін вручну на 100 м²) за західною (європейською) методикою розрахунку кошторису, %

Проведений аналіз структури кошторису будівельно-монтажних робіт (поліпшене штукатурення цементно-вапняним або цементним розчином по каменю і бетону стін вручну на 100 м²) за вітчизняною та західною методиками розрахунку кошторису показав структурну диференціацію щодо питомої ваги та видової ознаки елементів кошторису.

Висновки за результатами досліджень. Проведене у роботі теоретичне узагальнення сутності вітчизняної і зарубіжної моделей ціноутворення та аналітичне дослідження структури елементів та їх питомої ваги у вартості будівельно-монтажних робіт за вітчизняною та західною (європейською) методикою розрахунку кошторису дозволило сформулювати наступні висновки.

1. Як європейська, так і вітчизняна моделі формування вартості будівельних робіт у своїй основі містять: прямі витрати (витрати на сировину і матеріали, витрати на заробітну плату, витрати на експлуатацію машин і устаткування); організаційні та логістичні витрати; інші витрати. Це в свою чергу підкреслює їх подібність щодо елементів, які беруться до уваги при формуванні вартості будівельних робіт.

2. Досліджувані моделі розрахунку вартості будівельних робіт різняться між собою насамперед методикою калькулювання: вітчизняна модель передбачає поетапне врахування суми прямих витрат, суми загально-виробничих витрат та інших витрат, тоді як західна – включає в себе чотири складові: прямі витрати (пов'язані із кількістю робіт), непрямі витрати, ризики та рентабельність, а також податки і збори. Розрахунок зазначеної вартості здійснюється шляхом врахування вагових коефіцієнтів щодо різних видів будівельних робіт, різної величини таких робіт і т.д.

3. Проведений у роботі аналіз структури кошторису будівельно-монтажних робіт (поліпшене штукатурення цементно-вапняним або цементним розчином по каменю і бетону стін вручну на 100 м²) за вітчизняною та західною методиками розрахунку кошторису показав структурну диференціацію щодо питомої ваги та видової ознаки елементів кошторису.

4. Імплементация України до Європейського Союзу повинна передбачати у тому числі гармонізацію нормативної бази будівництва та перехід на європейську модель розрахунку вартості будівельних робіт.

References

1. EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures.
2. EN 206 Concrete: Specification, performance, production and conformity.
3. EN 1365 Test methods for fire resistance of load bearing elements.
4. EN 1090 Execution of steel structures – Technical requirements.
5. Thomas Telford. CESMM3: Civil Engineering Standard Method of Measurement. [Institution of Civil Engineers \(Great Britain\)](#), 1991.

6. Berkuta A.V. Reformuvannya tsinoutvorennya u budivnytstvi: zavdannya, napryamy, problemy // *Ekonomika Ukrainy*. 2002. № 2. S. 4-9.
7. Reznichenko V.S., Lenyntsev N.N. Systemnyy podkhod k sovershenstvovanyu tseoobrazovanyu y upravlenyya stoymost'yu v stroytel'stve // *Ékonomyka stroytel'stva*. – Kommunal'noe khozyaystvo horodov. 2014. № 5. S. 50-61.
8. Nikoloyev V.P. Novi zasady tsinoutvorennya v investytsiyno-budivel'nomu protsesi // *Formuvannya rynkovykh vidnosyn v Ukraini*. 2010. №4. S. 71-77.
9. Pinishko V.S. Tsiny i tsinoutvorennya: Navch. posibnyk. – L'viv. : Intel'ekt-Zakhid, 2016. 488 s.
10. Kyrylenko V., Kyrylenko L. Teoryya tseny y sovremennoe tseoobrazovanye v Ukraine // *Ekonomyka Ukrainy*. 2012. № 8. S. 56-62.

Список використаних джерел

1. EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures.
2. EN 206 Concrete: Specification, performance, production and conformity.
3. EN 1365 Test methods for fire resistance of load bearing elements.
4. EN 1090 Execution of steel structures – Technical requirements.
5. Thomas Telford. CESMM3: Civil Engineering Standard Method of Measurement. [Institution of Civil Engineers \(Great Britain\)](http://www.cesmm.com/), 1991.
6. Беркута А.В. Реформування ціноутворення у будівництві: завдання, напрями, проблеми // *Економіка України*. 2002. № 2. С. 4-9.
7. Резниченко В.С., Ленинцев Н.Н. Системный подход к совершенствованию ценообразования и управления стоимостью в строительстве // *Экономика строительства*. – Коммунальное хозяйство городов. 2014. № 5. С. 50-61.
8. Ніколов В.П. Нові засади ціноутворення в інвестиційно-будівельному процесі // *Формування ринкових відносин в Україні*. 2010. №4. С. 71-77.
9. Пінішко В.С. Ціни і ціноутворення: Навч. посібник. – Львів. : Інтел'ект-Захід, 2016. 488 с.
10. Кириленко В., Кириленко Л. Теория цены и современное ценообразование в Украине // *Економіка України*. 2012. № 8. С. 56-62.

**РОЗРАХУНОК МОНОЛІТНОЇ ПЛИТИ З УРАХУВАННЯМ
РЕОЛОГІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЗАЛІЗОБЕТОНУ**

**CALCULATION OF A MONOLITHIC PLATE
TAKING INTO ACCOUNT THE RHEOLOGICAL PROPERTIES OF
REINFORCED CONCRETE**

**Гераськін О.О., магістр, Ротко С.В., к.т.н., доцент, Ужегова О.А.,
к.т.н., доцент (Луцький національний технічний університет)**

**Heraskin O.O., master, Rotko S.V., Ph.D. in Engineering, Associate
Professor, Uzhehova O.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor
(Lutsk National Technical University, Lutsk)**

Виконано розрахунок монолітної плити перекриття з використанням методу «інженерна нелінійність». Зроблено аналіз впливу понижених жорсткісних характеристик на результати напружено-деформованого стану та підбір армування.

It is well known that the rheological properties of concrete are mainly due to its creep. Even if the load does not change much during the life cycle of the object, the increase in displacements over time due to the creep of concrete significantly affects the stress-strain state of the structure. Over time, it is possible to redistribute the effort between the loaded elements, between the reinforcement and concrete in the cross sections of the elements.

That is, the actual behavior of the structure during the life cycle may differ from that predicted in the design, taking into account only the elastic work of materials. The method of "engineering nonlinearity" used in the calculation makes it possible to determine the real stiffness characteristics of the section. They can be reduced due to plastic deformations of concrete and reinforcement, cracking, etc.

Using this technique, a monolithic reinforced concrete slab of the first floor of the shopping center was calculated for the current loads.

The main parameters of the stress-strain state of the structure of the investigated section of the floor slab in the elastic-linear calculation and calculation using the method of "engineering nonlinearity": moments in the first span, over the first support, in the second span, over the second support, displacement (deflection) in the first and the second span of the plate.

The analysis of the results showed that when applying the method of "engineering nonlinearity" there was some redistribution of forces in the elements of the plate (in the spans the moments increased by 30,8% and 6,1%, on the supports - decreased by 11,1% and 35,8%). Displacements (deflections) more than doubled: in the first span - by 57,6%, in the second - by 53,13%.

Due to the redistribution of forces in the spans, the reinforcement increased by 13,9% and 3,7%, and on the supports - decreased by 11,2% and 20,4%, respectively. The width of crack opening increased insignificantly - from 2,7% in the first span to 5,4% in the second support.

Ключові слова: залізобетон, реологічні властивості, ітераційний метод, інженерна нелінійність.

Key words: reinforced concrete, rheological properties, iterative method, engineering nonlinearity.

Вступ. Сучасне програмне забезпечення дає можливість детального дослідження напружено-деформованого стану елементів конструкцій будівель і споруд. Це дозволяє враховувати нелінійну поведінку конструктивних матеріалів, зокрема, бетону та арматури, з метою визначення НДС конструкцій на будь-якому етапі життєвого циклу та економічного проектування.

Актуальність теми дослідження. При розрахунку монолітних залізобетонних конструкцій важливо враховувати той фактор, що залежності напруження – деформації для складових цього композитного матеріалу – бетону та арматури – є нелійними. Можливість утворення тріщин на ранніх етапах завантаження, навіть на стадії експлуатації, зумовлюють зміну жорсткісних характеристик елементів. Це може спричинити перерозподіл зусиль і значне збільшення переміщень. Крім того, за час експлуатації конструкції внаслідок реологічних властивостей бетону може відбуватись зміна її напружено-деформованого стану. Адже відомо, що повзучість бетону впливає на перерозподіл напружень між бетоном та арматурою. Цей фактор необхідно враховувати при прогнозуванні роботи конструкцій на заданий термін експлуатації, з метою забезпечення функціональної придатності споруд.

Мета роботи – забезпечити конструктивну безпеку монолітної плити перекриття торгівельного центру, виявити додаткові резерви несучої здатності, знизити матеріаломісткість перекриття, виконавши розрахунок ітераційним методом «інженерна нелінійність».

Основними завданнями дослідження є:

- дослідити монолітну залізобетонну плиту перекриття із використанням методу «інженерна нелінійність» у ПК ЛИРА-САПР;

- провести аналіз отриманих результатів при лінійно-пружному розрахунку з початковими жорсткісними характеристиками і лінійно-пружному із жорсткостями, одержаними на основі режиму «інженерна нелінійність».

Огляд літературних джерел за темою дослідження. Під час навантаження корисним навантаженням у процесі експлуатації у залізобетонних конструкціях починаються розвиватись нелінійні деформації. Останні можуть суттєво впливати на характер розподілу зусиль в елементах конструкцій.

Спочатку розвиток нелінійних деформацій призводить до утворення нормальних тріщин в бетоні розтягнутої зони. Далі ці деформації розвиваються в арматурі розтягнутої зони. Далі – в стиснутому бетоні, а перед руйнуванням – і в стиснутій арматурі. Крім того, за час експлуатації конструкції внаслідок реологічних властивостей бетону може відбуватись зміна її напружено-деформованого стану [3].

Загальновідомо, що реологічні властивості бетону зумовлені, в основному, його повзучістю. Навіть за умови, що навантаження у процесі життєвого циклу об'єкта не зазнає особливих змін, наростання переміщень в часі за рахунок повзучості бетону суттєво впливає на НДС конструкції. З часом можливий перерозподіл зусиль між сильно та менш навантаженими елементами, між арматурою і бетоном у перерізах елементів [1,2].

Тобто, реальна поведінка конструкції на протязі життєвого циклу може дещо відрізнитись від прогнозованої при проектуванні з урахуванням лише пружної роботи матеріалів.

ПК ЛІРА-САІР незамінний у наукових дослідженнях, тому що надає можливість виконувати розрахунки конструктивних елементів і розрахункових схем з урахуванням фізичної, геометричної, конструктивної і генетичної нелінійності, моделювати процес зведення споруди з урахуванням монтажу чи демонтажу елементів, відстежуючи при цьому зміни напружено-деформованого стану конструкції, фізичних властивостей матеріалів.

Проте розрахунок у нелінійній постановці досить трудомісткий і має низку недоліків, адже такий розрахунок:

- може бути виконаний лише одне навантаження, тобто нема можливості використовувати РСЗ чи РСН;
- вимагає великих ресурсозатрат, тому що кроковий метод передбачає необхідність багатократного розв'язування систем лінеаризованих рівнянь;

- вимагає призначення арматури (діаметри, розташування) у кожному перерізі елемента [1].

Натомість, наприкінці 2017р. розробники програмного забезпечення знайомлять користувачів із новим підходом до врахування нелінійної роботи залізобетону – ітераційним методом «інженерна нелінійність» [4].

Цей метод дає можливість визначити реальні жорсткісні характеристики перерізу, які можуть бути зниженими внаслідок реологічних властивостей залізобетону, утворення тріщин тощо.

Досить зручним у користуванні цим методом є те, що він є практично тотожним традиційним методам розрахунку в лінійній постановці, до яких так звик звичайний користувач. Тобто, є можливість врахування точнішого розподілу жорсткостей, при цьому виконуючи розрахунок на всі можливі навантаження, отримати розрахункові сполучення зусиль і/чи навантажень, а також – підбір арматури за обчисленими на останній ітерації жорсткостями.

Методика дослідження і постановка задачі. Суть методу «інженерна нелінійність» [4]:

1. Користувач задає «визначальне» навантаження, яке буде визначати напружено-деформований стан конструкції (утворення і розвиток тріщин, пластичні деформації бетону та арматури) напротязі всього часу експлуатації конструкції.
2. Виконується розрахунок на це «визначальне» навантаження у фізично-нелінійній постановці, ітераційним методом, із одночасним підбором арматури.
3. Результатом ітераційного розрахунку є визначені жорсткісні характеристики на основі НДС кожного перерізу стержневого чи пластинчастого елемента.
4. Наприкінці виконується звичний розрахунок у лінійно-пружній постановці, з обчисленими на останньому кроці попереднього розрахунку жорсткісними характеристиками. При цьому розрахунок можливий на будь-які статичні чи динамічні навантаження, з визначенням РСЗ чи РСН, підбір чи експертизу перерізів залізобетонних і сталевих елементів, а також – конструювання.

За допомогою методу «інженерна нелінійність» [4] була розрахована монолітна залізобетонна плита перекриття першого поверху торгівельного центру на діючі навантаження:

1. постійне – рівномірно розподілене по всій площі розрахункове навантаження $8,087 \text{ кН/м}^2$;
2. змінне квазіпостійне – $2,04 \text{ кН/м}^2$;
3. змінне короткочасне – $2,76 \text{ кН/м}^2$.

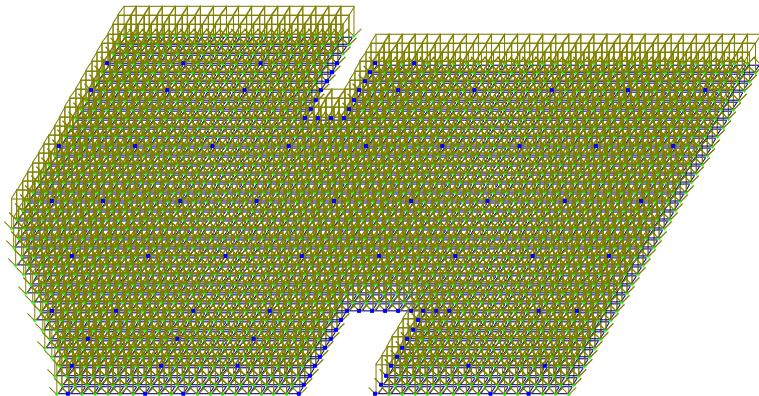


Рис. 1. Розрахункова схема монолітної залізобетонної плити перекриття

Конструктивні характеристики досліджуваної монолітної залізобетонної плити перекриття: плита виготовлена із важкого бетону класу C25/30, армується стержневою арматурою А400С, опирається на монолітні колони перерізом 400х400 мм.

Оскільки плита розбита на велику кількість скінченних елементів, то для дослідження було вибрано ділянку з кількома характерними елементами (№№ 46, 72, 100, 129, 159, 160, 192, 226, 261, 298, 337, 376, 415, 454, 493, 532, 571, 610). Нижче наведено мозаїки згинальних моментів для двох варіантів розрахунку.

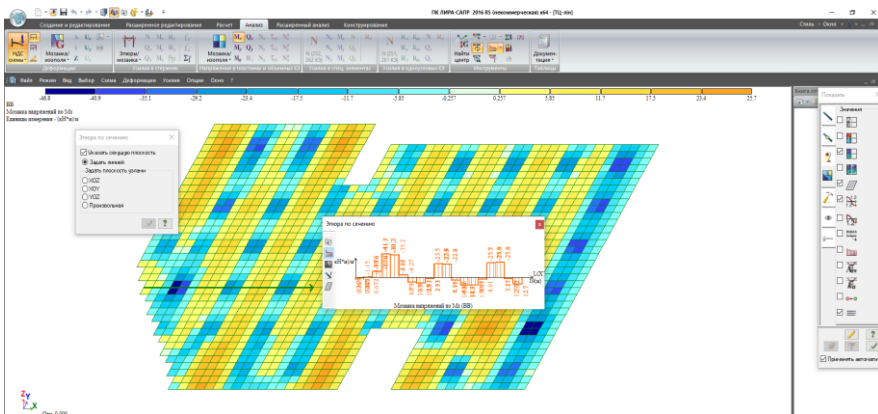


Рис. 2. Мозаїка напружень по M_x (ЛПР)

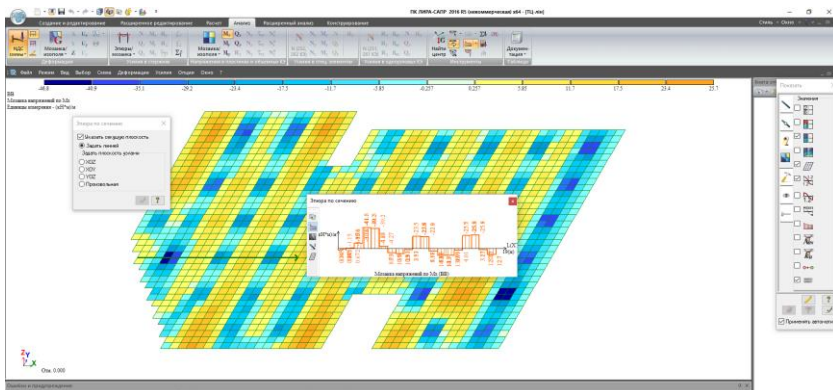


Рис. 3. Мозаїка напружень по M_x (інженерна нелінійність)

Аналіз отриманих результатів. У табл. 1 наведено основні параметри напружено-деформованого стану конструкції досліджуваної ділянки плити перекриття при пружно-лінійному розрахунку та розрахунку з використанням ітераційного методу «Інженерна нелінійність»: момент у першому прольоті ($M_{1пр}$), момент над першою опорою ($M_{1оп}$), момент у другому прольоті ($M_{2пр}$), момент над другою опорою ($M_{2оп}$), та переміщення (прогини) у першому та другому прольотах плити. У табл. 2 наведено результати підбору арматури за обох розрахунків. За основу при аналізі результатів було взято метод «Інженерна нелінійність».

Таблиця 1

Параметри НДС

Параметри НДС Вид розрахунку	Згинальні моменти				Переміщення (прогини)	
	$M_{1пр}$	$M_{1оп}$	$M_{2пр}$	$M_{2оп}$	перший проліт	другий проліт
Лінійно-пружний розрахунок з початковими жорсткостями (ЛПР)	5,982	-63,59	21,724	-36,36	6,7	0,474
Лінійно-пружний розрахунок із жорсткостями, отриманими на основі методу «інженерна нелінійність»	8,647	-57,23	23,136	-26,77	15,8	1,01
Похибки ЛПР	+30,8%	-11,1%	+6,1%	-36,8%	+57,6%	+53,1%

На основі аналізу таблиці 1 було зроблено висновки:

- ✓ при застосуванні методу «інженерна нелінійність» одержано деякий перерозподіл зусиль в елементах плити:
 - у прольотах моменти збільшилися на 30,8% і 6,1%, відповідно;
 - на опорах – зменшилися на 11,1% і 35,8%, відповідно;
- ✓ переміщення (прогини) зросли на 57,6% у першому прольоті та на 53,1% – у другому.
Висновки з аналізу табл. 2:
- ✓ за рахунок перерозподілу зусиль
 - у прольотах армування збільшилось на 13,9% і 3,7%, відповідно;
 - на опорах – зменшилось на 11,2% і 20,4%, відповідно;
- ✓ ширина розкриття тріщин збільшилась несуттєво – від 2,7% у першому прольоті до 5,4% на другій опорі.

Таблиця 2

Результати армування

Параметри Вид розрахунку	№ сл.	Згин. момент	Армування				Ширина розкриття тріщин	
			AS1	AS2	AS3	AS4	Корот- коч.	Три- вала
Лінійно-пружний розрахунок з початковими жорсткостями (ЛПР)	46 (1пр-т)	5,982	2,38	1,10	3,32	1,10	0,36	0,28
	129 (1оп)	-63,59	1,10	13,61	1,10	11,3	0,33	0,26
	454 (2пр-т)	21,742	3,77	1,10	1,10	1,10	0,39	0,30
	337 (2оп)	-36,357	1,10	7,73	1,10	8,04	0,35	0,27
Лінійно-пружний розрахунок із жорсткостями, отриманими на основі методу «інженерна нелінійність»	46 (1пр-т)	8,6468	3,03	1,10	3,95	1,10	0,37	0,28
	129 (1оп)	-57,230	1,10	12,35	1,10	9,83	0,33	0,26
	454 (2пр-т)	23,136	4,04	1,10	1,10	1,10	0,39	0,30
	337 (2оп)	-26,766	1,10	6,26	1,10	6,46	0,37	0,29

Висновки

1. При проектуванні монолітних конструкцій обов'язково потрібно враховувати реологічні властивості залізобетону, тому що це допоможе виявити реальні переміщення за дії тривалих навантажень. Збільшення деформативності на стадії експлуатації може викликати збільшення внутрішніх зусиль в конструктивних елементах будівель і споруд.
2. Метод «інженерна нелінійність» дає можливість урахування в розрахунках впливу знижених жорсткісних характеристик ЗБК на напружено-деформований стан проєктованої будівлі чи споруди. Завдяки цьому є можливість ефективнішого армування залізобетонних елементів. А ще – отримання наближених до реальних переміщень конструкцій.
3. Урахування нелінійної роботи конструкції допомагає будувати адекватні розрахункові схеми, виявляти резерви несучої здатності конструкцій, забезпечувати конструктивну безпеку.

4. Важливо, що метод дозволяє суттєво скоротити час на введення даних для розрахунку, а також час самого розрахунку, у порівнянні з кроковим фізично-нелінійним розрахунком.
5. Важливо, що цей метод є доступним у всіх конфігураціях програми ЛИРА-САПР, а кроково-нелінійний метод – лише в комплектаціях PRO і FULL.

References

1. Barabash M.S. Chy`sel`ne modelyuvannya napruzhenno-deformovanogo stanu konstrukcij z uraxyvannam stadij zhy`ttvevogo cy`klu budivel` i sporud. Avtoreferat dy`sertaciyi na zdobuttya naukovogo stupenya d.t.n. Odesa, 2014.
2. Bashy`ns`ka O.Yu. Stvorennaya rozrakhunkovy`x modelej budivel`ny`x konstrukcij pry` vrahuvanni reologichny`x vlasty`vostej zalizobetonu. Avtoreferat dy`sertaciyi na zdobuttya naukovogo stupenya k.t.n. Ky`viv, 2019.
3. Gorodeczky`j A.S., Shmukler V.S., Bondarev A.V. Y`nformacuy`onnye tehnology`y` rascheta y` proekty`rovany`ya stroy`tel`ny`x konstrukcy`j. K.-X., 2003.
4. Gorodeczky`j A.S., Barabash M.S. Uchet nely`nejnoj raboty zhelezobetona v PK LY`RA-SAPR. Metod «Y`nzhenernaya nely`nejnost`». Elektronny`j resurs, kod dostupu: <https://help.liraland.ru/984/3279/>.
5. Mary`ya Barabash, Dmy`try`j Gorodeczky`j, Mary`na Romashky`na Nely`nejnost` v LY`RA-SAPR Algorytmy` sozdany`ya raschetny`x modelej s uchetom nely`nejnoj raboty konstrukcy`j, 2018, Elektronny`j resurs, kod dostupu: <https://help.liraland.ru/984/3426>.
6. Програмный комплекс LY`RA-SAPR. Rukovodstvo pol`zovatelya. Obuchayushhy`e pry`меры Vodop`yanov R.Yu., Ty`tok V.P., Artamonova A.E. Romashky`na M.A. Pod redakcy`ej akademiy`ka RAASN Gorodeczkogo A.S. Электронное y`zdany`e, 2017 g., – 535 s.
7. Gorodeczky`j A.S., Batrak L.G., Gorodeczky`j D.A., Laznyuk M.V., Yusy`penko S.V. Raschet y` proekty`rovany`e zdany`j y`z monoly`tnogo zhelezobetona. Ky`ev: Y`zdetel`stvo «Fakt», 2004.
8. Perel`muter A.V., Sly`vker V.Y`. Raschet modely` sooruzheny`j y` vozmozhnost` y`x analy`za. M.: AMK, 2007.
9. Veryuzhsky`j Yu.V., Kolchunov V.Y`, Barabash M.S., Genzersky`j Yu.V. Komp`yuternye tehnology`y` proekty`rovany`ya zhelezobetonny`x konstrukcy`j. Kursovoe proekty`rovany`e. K.: Kn. Y`zd-vo Nacy`onal`nogo av`y`acuy`onnogo uny`versy`teta, 2006.
10. Lantux-Lyashhenko A.Y`. LY`RA. Programmy`j kompleks dlya rascheta y` proekty`rovany`ya konstrukcy`j: Uchebnoe posoby`e. K.-M.: Fakt, 2001.
11. Boil Dzh., Spens Dzh. Analy`z napryazheny`j v konstrukcy`yah pry` polzuchesty`. M.: My`r, 1976.
12. Dorofeev V.S., Kovrov A.V., Kovtunenکو A.V., Kushny`r A.M. Opredeleny`e napryazhenno-deformuy`vanogo sostoyany`ya zhelezobetonny`x konstrukcy`j s uchetom processov treshhy`noobrazovany`ya. Odesskaya gosudarstvennaya akademiy`ya stroy`tel`stva y` arxy`tektury, 2010.
13. Kachanov L.M. Teory`ya polzuchesty`. M.: Fy`zmatgy`z, 1960.
14. Gorodeczky`j A. S., Evzerov Y`. D. Komp`yuternye modely` konstrukcy`j. K.: «Fakt», 2005. 344 s.
15. Gorodeczky`j A. S. Uchet nely`nejnoj raboty zhelezobetonny`x konstrukcy`j v prakty`chesky`x raschetax / A. S. Gorodeczky`j, M. S. Barabash //

Stroytel'stvo, materyalovedeny'e, mashynostroeny'e // Sb. nauchn. Trudov. Dn-vsk: PGASA, 2014. Выр. 77. S. 54–59.

Література

1. Барабаш М.С. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану конструкцій з урахуванням стадій життєвого циклу будівель і споруд. Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня д.т.н. Одеса, 2014.
2. Башинська О.Ю. Створення розрахункових моделей будівельних конструкцій при врахуванні реологічних властивостей залізобетону. Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня к.т.н. Київ, 2019.
3. Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. К.-Х., 2003.
4. Городецкий А.С., Барабаш М.С. Учет нелинейной работы железобетона в ПК ЛИРА-САПР. Метод «Инженерная нелинейность». Електронний ресурс, код доступу: <https://help.liraland.ru/984/3279/>.
5. Мария Барабаш, Дмитрий Городецкий, Марина Ромашкина Нелинейность в ЛИРА-САПР Алгоритмы создания расчетных моделей с учетом нелинейной работы конструкций, 2018, Електронний ресурс, код доступу: <https://help.liraland.ru/984/3426>.
6. Програмный комплекс ЛИРА-САПР. Руководство пользователя. Обучающие примеры Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е., Ромашкина М.А. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С. Электронное издание, 2017 г., – 535 с.
7. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. Расчет и проектирование зданий из монолитного железобетона. Киев: Издательство «Факт», 2004.
8. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчет модели сооружений и возможность их анализа. М.: АМК, 2007.
9. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций. Курсовое проектирование. К.: Кн. Изд-во Национального авиационного университета, 2006.
10. Лантух-Лященко А.И. ЛИРА. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций: Учебное пособие. К.-М.: Факт, 2001.
11. Бойл Дж., Спенс Дж. Анализ напряжений в конструкциях при ползучести. М.: Мир, 1976.
12. Дорофеев В.С., Ковров А.В., Ковтуненко А.В., Кушнир А.М. Определение напряженно-деформированого состояния железобетонных конструкций с учетом процессов трещинообразования. Одесская государственная академия строительства и архитектуры, 2010.
13. Качанов Л.М. Теория ползучести. М.: Физматгиз, 1960.
14. Городецкий А. С., Евзеров И. Д. Компьютерные модели конструкций. К.: «Факт», 2005. 344 с.
15. Городецкий А. С. Учет нелинейной работы железобетонных конструкций в практических расчетах / А. С. Городецкий, М. С. Барабаш // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. Трудов. Дн-вск: ПГАСА, 2014. Вып. 77. С. 54–59.

MODERN TESTING MACHINES FOR INVESTIGATION OF WOOD AND TIMBER-BASED COMPOSITE MATERIALS

СУЧАСНІ ВИПРОБУВАЛЬНІ МАШИНИ ДЛЯ ДОСЛІДЖЕННЯ ДЕРЕВИНИ ТА КОМПОЗИЦІЙНИХ МАТЕРІАЛІВ НА ЇЇ ОСНОВІ

Gomon S.S., Ph.D., associate professor, Savchuck V.O., student (National University of Water and Environmental Engineering, Rivne), Melnyk Yu.A., Ph.D., associate professor, Vereshko O.V., senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Гомон С.С., к.т.н., доц., Савчук В.О., студентка 4 курсу (Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне), Мельник Ю.А., к.т.н., доц., Верешко О.В., ст. викл. (Луцький національний технічний університет, Луцьк)

A detailed analysis of test machines and presses operating in both soft (increasing loads) and hard test mode (displacement increase) has been performed. The results of tests of deciduous, coniferous and tropical timber species on modern test machines of foreign production under a strict test regime were analyzed. The results of tests of timber and concrete on advanced presses of old production with the help of additional equipment are also given and analyzed. With the help of such equipment it is possible to build a "stress-strain" diagram completely on the ascending branch and partially on the descending branch. And also allows you to more widely establish the strength and deformation properties of concrete and timber. It was found that the influence of age on the main strength and deformation parameters has not been studied. In recent decades, testing machines and presses have begun to appear, which allow to investigate these or those materials from the beginning of loading and to its full destruction. That is, to analyze the work of different materials (metal, timber, concrete, etc.) on the ascending and descending branches, and in particular in the so-called supercritical stage of work.

At the end of the 20th century, scientists developed electromechanical and servo-hydraulic universal testing machines, which make it possible to test samples from the beginning of loading until complete destruction (rigid test mode for incremental displacements), while fixing all the necessary strength and deformation indicators on the ascending and descending branches of the diagram "stress - strain", setting the necessary modes and loading speeds. Measuring instruments determine the forces and deformations at different stages of testing and transmit the measurement results to the recording device or means of information accumulation. The characteristics of modern testing machines, in particular electromechanical and servo-hydraulic, are given: WDW (Time Group Inc.), INSTRON (USA), REM (Russia), LFM (Switzerland).

The possibilities of the STM-100 servo-hydraulic testing machine for the study of timber and composite materials based on it are described in detail..

Проведено детальний аналіз випробувальних машин та пресів, які працюють, як за м'якого (за приростом навантаження), так і за жорсткого режиму випробувань (за приростом переміщень). Проаналізовано результати випробувань листяних, хвойних та тропічних порід деревини на сучасних випробувальних машинах закордонного виробництва за жорсткого режиму випробувань. Також наведено та проаналізовано результати випробувань деревини та бетону на удосконалених пресах старого виробництва за допомогою додаткового обладнання. За допомогою такого обладнання можливо побудувати діаграму «напруження-деформації» повністю на висхідній вітці та частково на спадній вітці. А також дозволяє більш ширше встановити міцнісні та деформівні властивості бетону та деревини. Виявлено, що вплив віку на основні міцнісні та деформативні параметри практично не вивчався. В останні десятиліття почали з'являтися випробувальні машини та преси, які дозволяють досліджувати ті чи інші матеріали від початку завантаження і до його повного руйнування. Тобто аналізувати роботу різних матеріалів (металу, деревини, бетону та ін.) на висхідній та спадній вітках, і зокрема в так званій закритичній стадії роботи.

В кінці 20 ст. вчені розробили електромеханічні та сервогидравлічні універсальні випробувальні машини, які дають змогу випробовувати зразки від початку завантаження і до повного руйнування (жорсткий режим випробувань за приростом переміщень), при цьому фіксуючи всі необхідні міцнісні та деформівні показники на висхідній та спадній вітках діаграми «напруження – деформації», встановлюючи при цьому необхідні режими та швидкості завантаження. Вимірювальні прилади визначають зусилля і деформації на різних стадіях випробувань і передають результати вимірювань на пристрої реєстрації чи засоби накопичення інформації.

Наведено характеристики сучасних випробувальних машин, зокрема електромеханічні та сервогидравлічні: WDW (Time Group Inc. рис), INSTRON (США), РЭМ (Росія), LFM (Швейцарія).

Детально описано можливості сервогидравлічної випробувальної машини СТМ-100 для дослідження деревини та композиційних матеріалів на її основі.

Keywords: solid timber, strength, deformability, age of timber, complete deformation diagrams, hard load mode.

Ключові слова: деревина, випробувальні машини, повні діаграми деформування, жорсткий режим навантаження, міцність, деформівність.

Introduction. Until recently, presses and machines used to test samples of different materials under compression, tension, bending and other influences operated under the so-called soft test mode (increasing loads).[1]. They did not allow to fully determine the stress-strain state of the same or another sample. That is, such equipment made it possible to construct a "stress-strain" diagram up to a certain point in the ascending branch. With the help of such test machines it is impossible to determine the critical deformations of the samples,

not to mention the work in the supercritical stage (on the descending branch). We could only set the maximum stress of a material.

The work of such test machines and equipment has been improved by certain scientists [2,3] with the help of additional equipment, which allowed to establish more widely the strength and deformation properties of concrete and timber entirely on the ascending branch and partly on the descending branch.

Analysis of known studies. In recent decades, testing machines and presses have begun to appear, which allow to investigate various materials from the beginning of loading and to its full destruction. That is to analyze the work of different materials (metal, timber, concrete, etc.) on the ascending and descending branches [4,5,6,7,8], and in particular in the so-called supercritical stage of work.

The purpose of research. The purpose of this article is to analyze modern testing machines, which allow to test timber and composite materials on its basis under hard test mode.

Presenting main material. Due to the rapid scientific and technological progress in the late 20th century, scientists developed electromechanical and servo-hydraulic universal testing machines, which make it possible to test samples from the beginning of loading until complete destruction (rigid test mode for incremental displacements), while fixing all the necessary strength and deformation indicators on the ascending and descending branches of the diagram "stress - strain", setting the necessary modes and loading speeds. . Measuring instruments determine the forces and deformations at different stages of testing and transmit the measurement results to the recording device or means of information accumulation.

Here are the characteristics of some of these modern testing machines and their capabilities. Most of them are foreign-made. These include electromechanical and servo-hydraulic test machines of various configurations: WDW (Time Group Inc.) (Fig. 1), INSTRON (USA) (Fig. 2), REM (Russia) (Fig. 3), LFM (Switzerland) (Fig. 4).



Fig. 1. Electromechanical test bursting machine WDW-200E

This test equipment allows you to examine a variety of materials, including heavy-duty, on compression, stretching, bending and other types of loads according to current world standards (ISO, ASTM, DIN, EN, DSTU, GOST) for industries such as construction, shipbuilding and mechanical engineering, metallurgy, mining and furniture industries and many others.



Fig. 2. Universal testing machines INSTRON series 5980



Fig. 3. Bursting test electromechanical machine type REM-M.



Fig. 4. Test machine LFM-600

The sample testing process is controlled by a computer with the appropriate software. These machines include automatic operation, programming of test parameters, determination of current and maximum values

of mechanical properties of materials, mathematical calculation of characteristics, visualization of information on the monitor, formation of test reports and diagrams in electronic and printed form.

Modern test machines are characterized by a long traverse stroke and a wide range of test speeds, and most of them are equipped with interchangeable grippers and equipment that provides a wide range of tasks. This new generation test equipment allows testing of materials up to 60 tons.

We will test our samples of timber and composite materials based on them on the universal modern servo-hydraulic testing machine STM-100.

Machine is characterized by the long traverse stroke and a wide range of test speeds. At an individual complete set of the machine with replaceable captures and equipment it provides the decision of a wide range of problems of quality control in the industry. (Fig.5).

The test process is controlled from a computer.

Protection against overloads and the most common operator errors are embedded in the software. To protect the functional units of the test machine, the frame is equipped with traverse stroke limiters and an emergency stop button.

The program toolkit contains a standard library of test methods according to regulatory documentation. By prior agreement with the customer, it is possible to expand the standard library with the necessary standards or install an additional software module that provides the ability to independently supplement the standard library.

Technical characteristics of the STM-100 test machine are given in table 1.

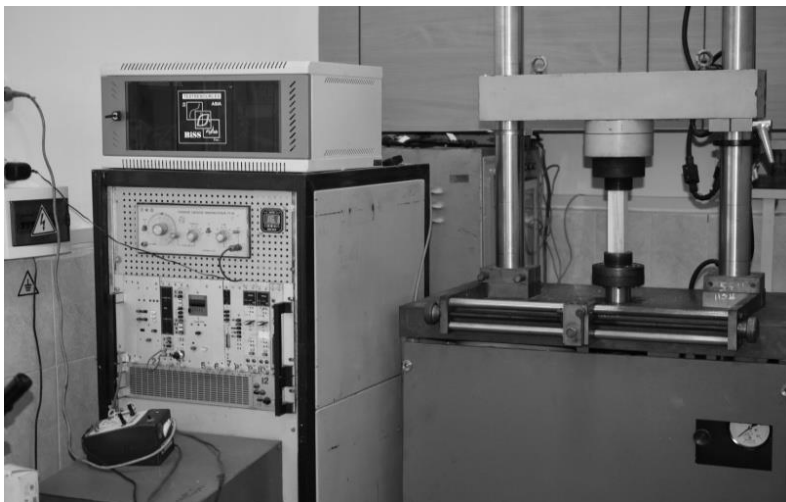


Fig.5. Servo-hydraulic testing machine STM-100

Table 1

Technical characteristics of the STM-100 test machine

Maximum load, kN	100
Strain gauge accuracy class	0,5
Measurement range	from 400N to 100 kN
Traverse movement accuracy, microns	0,015
Repeatability of movement, microns	1
Deformation measurement range, %	2-100
Accuracy of deformation measurement, %	±0,2
Range of speed of movement of a traverse, mm / min	0,0005...1000
Maximum tensile movement of the traverse, mm	600
Maximum movement of a traverse on compression, mm	600
Sampling frequency, kHz	1
Bit rate of digital converters, bits	24
Strain gauges, nominal force, kN	100
Clamps	wedge type
Overall dimensions, mm	1010×750×2210
Weight of the test machine, kg	1100
Supply voltage, V	380

Therefore, the STM-100 test machine has a wide range of measurements and is suitable for the study of timber-based materials.

Conclusions.

- 1) test machines of old and new models are analyzed;
- 2) It has been proven that modern testing machines and presses have a number of significant advantages;
- 3) the possibilities of the STM-100 servo-hydraulic testing machine are described in detail.

References

1. Ivanov Yu.M. To the question of the study of the destruction of timber by compression along the fibers. Proceedings of the Forest Institute of the USSR Academy of Sciences. 1953. T. IX. Pp. 88-92.
2. Bambura A.M. Eksperymental'ni osnovy prykladnoyi deformatsiynoyi teorii y zalizobetonu: dys. ... dokt. tekhn. nauk : 05.23.01. Kyiv, 2005. 382 s.
3. Gomon S.S. Napruzhenno-deformovanyy stan ta rozrakhunok za deformatsiynoyu metodykoyu elementiv z derevyny za odnorazovykh ta povtornykh navantazhennyakh: monohrafiya. Rivne: Volyns'ki oberehy, 2019. 286 s.
4. Gomon S.S., Gomon P.S. Pobudova diysnykh diaqram mekhanichnoho stanu derevyny « σ - u » sutsil'noho pererizu yalyny ta berezy za zhorstkoho rezhymu

vyprobuvan'. Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Zb. nauk. prats'. Rivne: Vyd-vo NUVHP, 2020. Vyp 38. S. 321-330.

5. Zhou A., Bian Y., Shen Y., Huang D., Zhou M. Inelastic bending performances of laminated bamboo beams: experimental investigation and analytical study. *BioResources*, 2018. 13(1). P. 131-146.

6. Tuturin S.V. Mekhanicheskaya prochnost' drevesiny: dis. ... dokt. tekhn. nauk: 01.02.04. – Moskva, 2005. 318s.

7. Varenik K. A. Raschet tsentral'no-szhatikh derevyannykh elementov s uchetom polzuchesti: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01. Novgorod Velikiy: NGU im. Yaroslava Mudrogo, 2015. 167 s.

8. Da Silva A, Kyrakides S.. Compressive response and failure of balsa timber. *International Journal of Solids and Structures*. Volume 44. Issues 25–26. P. 8685-8717.

Список використаної літератури

1. Иванов Ю.М. К вопросу исследования разрушение древесины при сжатии вдоль волокон. Труды института леса АН СССР. 1953. Т. IX. С. 88-92.

2. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: дис. ... докт. техн. наук : 05.23.01. Київ, 2005. 382 с.

3. Гомон С.С. Напружено-деформований стан та розрахунок за деформаційною методикою елементів з деревини за одноразових та повторних навантажень: монографія. Рівне: Волинські обереги, 2019. 286 с.

4. Гомон С.С., Гомон П.С. Побудова дійсних діаграм механічного стану деревини « σ - u » суцільного перерізу ялини та берези за жорсткого режиму випробувань. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. Рівне: Вид-во НУВГП, 2020. Вип 38. С. 321-330.

5. Zhou A., Bian Y., Shen Y., Huang D., Zhou M. Inelastic bending performances of laminated bamboo beams: experimental investigation and analytical study. *BioResources*, 2018. 13(1). P. 131-146.

6. Тутурин С.В. Механическая прочность древесины: дис. ... докт. техн. наук: 01.02.04. – Москва, 2005. 318с.

7. Вареник К. А. Расчет центрально-сжатых деревянных элементов с учетом ползучести: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Новгород Великий: НГУ им. Ярослава Мудрого, 2015. 167 с.

8. A. Da Silva, S. Kyrakides. Compressive response and failure of balsa timber. *International Journal of Solids and Structures*. Volume 44. Issues 25–26. P. 8685-8717.

**АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ФУНДАМЕНТІВ-ОБОЛОНОК
НА КРУГЛОМУ ПЛАНІ**

**ANALYSIS OF MODERN RESEARCH OF SHELL FOUNDATIONS ON
A ROUND PLAN**

Коломійчук Г.П., к.т.н., доцент, Майстренко О.Ф., к.т.н., доцент, Коломійчук В.Г., аспірант, Коломійчук В.Г., студентка (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)

Kolomiychuk G.P., PhD., associate professor, Maistrenko O.F., PhD., associate professor, Kolomiichuk V.G., postgraduate student, Kolomiichuk V.G., student (Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture, Odessa)

Форми поверхонь фундаментів-оболонок настільки різноманітні, як за геометричною, так і за конструктивною ознаками, що володіють принциповими особливостями у взаємодії з ґрунтовою основою. Ефективність в підвищенні несучої здатності і зниженні деформацій основи найбільш виражені для криволінійних по відношенню до ґрунту поверхонь і потребують подальшого вивчення.

The use of shells as foundations has attracted significant scientific and practical interest around the world. Previous studies have proven their higher bearing capacity and lower draft compared to solid slab foundations. Shell foundations are also more effective in situations involving the transfer of significant loads to weak foundation soils, as well as for structures that accept large wind and seismic loads, such as telecommunication and silos, chimneys, and others.

The need to know modern constructive solutions for foundations-shells, their behavior under the influence of an increasing load in a complex stress-strain state on various foundations, makes the task of studying, systematizing and developing their effective practical application urgent.

The article explores the experimental and theoretical studies of foundations-shells round in terms of various structural schemes on various soil foundations. Experimental models are considered that were loaded with a concentrated force at the center of the conical shell, as well as along the support ring of the spherical shell. For a spherical foundation-shell, the effect of edge restraint on the stress-strain state has been studied.

The results of tests on wire-reinforced KF-O models under the action of a concentrated force showed rather high values of the ultimate load. An increased height-to-radius ratio (f / r_2) for the foundation body from 0.25 to 0.75 increases the final load of the foundation by about 15%. The tapered shell can perfectly withstand the smaller random load eccentricities (through unpredictable torque) that can occur in practice.

On EM №1 it was found that more than 75% of the total subsidence of a round slab is localized in the surface layer 0.6 meters deep (0.5D). The boundary of the deformation zone slightly exceeds 2D. For F-O, more than 60% of the total subsidence is localized in the surface layer with a depth of 0.4 meters (0.3D), and at a depth equal to D, up to 75%

of the total subsidence is localized. The boundary of the deformation zone is 1.4D.

The analysis of the results of experimental studies to determine the ultimate loads on models of reinforced concrete round foundations-shells on different soil foundations for various structural schemes is carried out. Experimental models modeling the foundations-shells on which the columns of buildings and structures rest, as well as models of tower structures, where the load is applied to the outer ring support, are considered. In each case, a comparison is made with round slabs and shows the advantage of shell foundations.

Ключові слова: фундаменти-оболонки, опорне кільце, ґрунтова основа, дослідні моделі, схема тріщин.

Keywords: shell foundations, support ring, soil base, research models, scheme of cracks.

Вступ. Актуальним завданням є підвищення ефективності фундаментобудування шляхом застосування нових конструктивних форм і прогресивних матеріалів. Для будівель з регулярною конструктивною схемою і осесиметричних споруд, таких як димові та промислові труби, вежі, градирні, це може досягатися застосуванням фундаментів-оболонк (Ф-О), що представляють собою опорний контур, на який спирається споруда, і тонкостінну криволінійну оболонку, що сприяє роботі всього масиву ґрунту під спорудою.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Використання оболонк в якості фундаментів привернуло значний науково-практичний інтерес у всьому світі. Попередніми дослідженнями доведено їх більш високу несучу здатність і менші осідання у порівнянні з суцільними плитними фундаментами. Фундаменти-оболонки більш ефективні і в випадках, пов'язаних з передачею значних навантажень на слабкі ґрунти основи, а також для споруд, що сприймають велике вітрове та сейсмічне навантаження, таких як телекомунікаційні і силосні башти, димові труби та інші.

Сучасні фундаменти являють собою гнучкі залізобетонні конструкції: перехресні стрічки, плити, оболонки [1]. У таких конструкціях вже в експлуатаційній стадії допускається розкриття тріщин у розтягнутих зонах, що дозволяє використовувати властивості міцності арматури. При цьому ширина тріщин обмежується так, щоб вони не були небезпечні для конструкції. Результати експериментів показують, що деформації згину концентруються в зонах з тріщинами, внаслідок чого в цих зонах значно зменшується жорсткість конструкції, що впливає на розподіл зусиль у фундаменті. Розробка моделей фундаментних конструкцій, що враховують нелінійні властивості залізобетону, і ґрунту більш повно відобразить процес спільної роботи в процесі експлуатації [2].

Одна з актуальних проблем проектування фундаментних конструкцій у складних ґрунтових умовах - визначення граничних деформаційних впливів для певного виду фундаменту при заданих силових навантаженнях [3]. Таку задачу можна розв'язувати, поступово збільшуючи деформаційні впливи на фундамент (збільшення кривизни, нахилу, осідань, розмірів уступу, діаметра провалів). Фундаментні конструкції слід проектувати з такими розмірами, щоб відношення жорсткостей плити й основи відповідало найбільшій несучій здатності плити, у цьому випадку найповніше використовуються несучі здатності елементів системи.

В роботі [4] розглядаються питання чисельного моделювання осесиметричних фундаментів-оболонки на ґрунтовій основі при позакентровому навантаженні. Представлено порівняння їх з роботою плоских круглого та кільцевого фундаментів. Матеріаломісткість фундаменту-оболонки становить 36% від плоского круглого фундаменту і 79% від кільцевого фундаменту.

Цілі і завдання. Виконати аналіз нових досліджень по визначенню граничних навантажень для експериментальних моделей залізобетонних круглих фундаментів-оболонки на різних ґрунтових основах і різних конструктивних схем.

Основна частина. Конструктивні рішення фундаментів-оболонки постійно вдосконалюються. Визвано це необхідністю збільшення габаритних розмірів споруд, а також отримання нових експериментально-теоретичних результатів і впровадженням в будівництво нових надміцних матеріалів.

В роботі [5] вивчали граничну несучу здатність конічних фундаментів-оболонки (КФ-О) на неармованому та армованому піску за допомогою лабораторних модельних випробувань. Для вивчення впливу товщини оболонки на граничну несучу здатність виготовлено та випробувано три типи конічних модельних оболонки (рис. 1, табл. 1). Порівняння виконувалося з круглою фундаментною плитою.

Отримане граничне навантаження для осесиметричних випробувань наведено в таблиці 2.

Таблиця 1

Розміри опорних моделей

Тип	H1 (mm)	H2 (mm)	s (mm)	a (mm)	t (mm)	b (mm)	c (mm)	α , град.
КФО-1	80	80	40	42	42	160	0	53
КФО-2	64	96	40	58	42	160	12	53
КФО-3	39	121	40	83	42	160	31	53
Плита	—	—	—	—	42	—	160	0

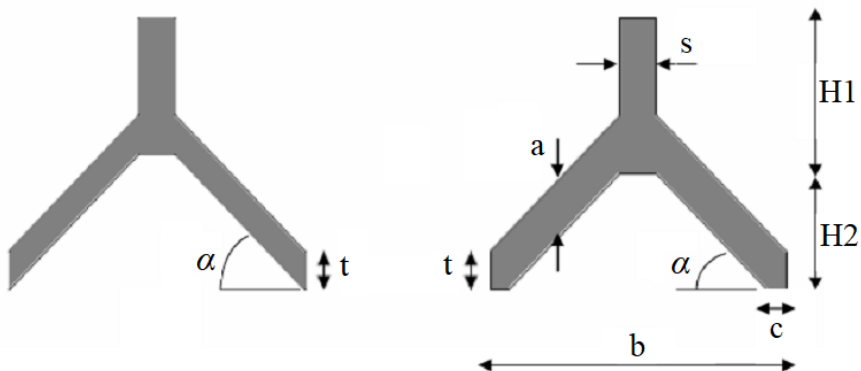


Рис. 1. Геометричні розміри конічних залізобетонних моделей Ф-О з кільцевою балкою та без неї

Таблиця 2

Граничне навантаження для осесиметричних випробувань конічних залізобетонних моделей Ф-О

Тип фундаменту	КФО-1	КФО-2	КФО-3	Плита
Граничне навантаження (N) на				
неармованому піску	4750	3800	3400	3100
армованому піску	6300	4800	4400	3750

Велика кількість зразків КФО-О була розглянута в роботі [6], де вивчали граничну несучу здатність моделей (рис. 2) виконаних з реактивного порошкового бетону (RPC) за допомогою лабораторних модельних випробувань. Дане дослідження було спрямоване на вивчення RPC як матеріалу, що використовується для побудови Ф-О. Експериментальні випробування проводилися для вивчення впливу об'ємного співвідношення сталеві фібри (V_f), вмісту проценту кремнезему (S_f), зміни ексцентриситету та підйому оболонки до радіуса базового відношення (f/r_2) на поведінку конічних фундаментних оболонок.

Результати випробувань на армованих дротом моделях КФО-О під дією сконцентрованого зусилля показали досить високі значення граничного навантаження (табл. 3). Збільшення відношення висоти до радіуса (f/r_2) для фундаментного корпусу з 0,25 до 0,75 збільшує кінцеве навантаження

фундаменту приблизно на 15%. Конусна оболонка може чудово протистояти меншим значенням випадкових ексцентриситетів навантаження (через непередбачуваний момент), які можуть мати місце на практиці.

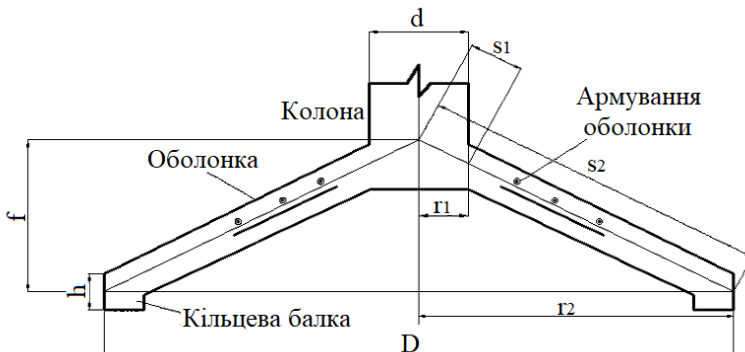


Рис. 2. Геометрія та армування залізобетонної моделі Ф-О: $D=400\text{мм}$; $r_1=40\text{мм}$; $r_2=200\text{мм}$; $d=80\text{мм}$; $h=10\text{мм}$; $f=(50 \text{ та } 150)\text{мм}$; $S_1= 35\text{мм}$; $S_2=201\text{мм}$; кільцеве армування $8\text{Ø}2\text{мм}$; радіальне армування $8\text{Ø}2\text{мм}$; армування кільцевих балок $4\text{Ø}2\text{мм}$.

Таблиця 3

Граничне навантаження КФ-О з RPC

Граничне навантаження, кН			
З кільцевою балкою		Без кільцевої балки	
S9 ($f/r_2= 0,25$)	S10 ($f/r_2= 0,75$)	S22 ($f/r_2= 0,25$)	S23 ($f/r_2= 0,75$)
28	34	25,3	30

Зразки КФ-О були виготовлені з залізобетону діаметром ($D = 700\text{мм}$), товщиною ($t = 60\text{мм}$) і різним кутом половини оболонки (45° і $63,44^\circ$) [7]. Загальна висота моделей складала 600 мм . В якості робочої арматури використовувалися стержні $\text{Ø}12\text{мм}$, а конструктивна арматура з $\text{Ø}8\text{мм}$. Граничне навантаження: $512,5 \text{ кН}$ (кут 45°); $437,5 \text{ кН}$ (кут $63,44^\circ$). На рис.3 наведено зруйновану модель КФ-О.



Рис. 3. Схема тріщин зруйнованої залізобетонної моделі КФ-О

В роботах [8-10] наведені результати експериментальних досліджень взаємодії осесиметричних Ф-О різних конструктивних схем з ґрунтовою основою природного складання в порівнянні з круглою плитою.

Експериментальний майданчик №1 (ЕМ№1) представлений інженерно-геологічними елементами (ІГЕ): суглинок напівтвердий потужністю 1,3 м; суглинок м'якопластичний потужністю до 5 м; супісок пластичний. Рівень ґрунтових вод на глибині 3 м. ЕМ№2 представлений ІГЕ: суглинок напівтвердий потужністю 1 м; суглинок твердий потужністю 1 м; суглинок напівтвердий потужністю 2 м; суглинок тугопластичний. Ґрунтові води до глибини 6 м були відсутні.

Досліджувані фундаменти на ЕМ№1:

- Ф-О діаметром $D=1200$ мм і стрілою підйому $f=120$ мм ($f/D=1/8$). Контактна поверхня – природна ґрунтова основа. Робоча арматури оболонки – тканина з односпрямованих вуглецевих волокон SikaWrap®-530C (VP), що наносилася на поверхню оболонки мокрим способом у два шари за допомогою 2-х компонентного епоксидного клею Sikadur®-330. В якості схеми армування була обрана радіальна схема з кутом зміщення $22,5^\circ$. З'єднання оболонкової частини фундаменту і опорного кільця жорстке.

- Кругла монолітна залізобетонна плита діаметром $D=1200$ мм і товщиною $h=200$ мм.

Досліджувані фундаменти на ЕМ№2:

- Ф-О (рис. 4) діаметром $D=2400$ мм і стрілою підйому $f=240$ мм ($f/D=1/9$). Контактна поверхня – природна ґрунтова основа. Робоча арматури оболонки – тканина з односпрямованих вуглецевих волокон SikaWrap®-530C (VP), що розташовувалася в тілі бетонної оболонки у

вигляді ортогональної мережі в один шар, з розміром осередку 350x350мм. З'єднання оболонкової частини фундаменту і опорного кільця шарнірне.

- Кругла монолітна залізобетонна плита діаметром $D=2400$ мм і товщиною $h=200$ мм.

Для Ф-О, увігнутих по відношенню до ґрунту, суттєвої трансформації епюри контактних тисків в процесі збільшення навантаження не відбувається, що свідчить про мінімальний розвиток областей граничних станів в основі, на відміну від епюри для жорсткого штампугу зі зміщенням максимальних значень з краю фундаменту ближче до центру в процесі збільшення навантаження.

У таблиці 4 наведені результати сприйняття реактивного опору складових частин Ф-О на ЕМ№1 і ЕМ№2.

На ЕМ№1 встановлено, що понад 75% загального осідання круглої плити локалізується в поверхневому шарі глибиною 0,6 метра (0,5D). Межа зони деформацій незначно перевищує 2D. Для Ф-О понад 60% загального осідання локалізується в поверхневому шарі глибиною 0,4 метра (0,3D), а на глибині, рівній D, локалізується до 75% загального осідання. Межа зони деформацій складає 1,4D.

На ЕМ№2 встановлено, що максимальні переміщення в основі під кільцевим ребром Ф-О мають локальну зону поширення, в межах 0,3D або 3,6b (де b - ширина ребра). При цьому більше 70% осідання Ф-О відбувається за рахунок деформації основи в межах 0,5D. Максимальні напруження мають локальний характер, виникаючи тільки під опорним кільцем. Велика нерівномірність, як напружень, так і деформацій в поверхневому шарі глибиною, що не перевищує 0,3D, пов'язана з шарнірним з'єднанням опорного кільця з оболонкою і є межею переходу від великих напруг і переміщень до значно менших.



Рис. 4. Загальний вигляд шарнірного Ф-О діаметром 2,4 м

Таблиця 4

Частка сприйняття навантаження елементами конструкції Ф-О

Жорстке закріплення (ЕПН№1)			Шарнірне закріплення (ЕПН№2)		
Р _{сер} , кПа	Опорне кільце, %	Оболонка, %	Р _{сер} , кПа	Опорне кільце, %	Оболонка, %
50	70,7	29,3	41,32	74,7	25,3
100	57,4	42,6	106,22	66,7	33,3
150	42,2	57,8	150,46	61,1	38,9
200	39,0	61,0	172,57	57,2	42,8
250	37,6	62,4	194,69	53,0	47,0
300	32,3	67,7	216,80	48,9	51,1

Висновки і перспективи досліджень. Виконано аналіз результатів експериментальних досліджень по визначенню граничних навантажень на моделях залізобетонних круглих фундаментів-оболонки на різних ґрунтових основах для різних конструктивних схем. Розглянуті експериментальні зразки що моделюють фундаменти-оболонки на які опираються колони будівель та споруд, а також моделі баштових споруд, де навантаження прикладається по зовнішній кільцевій опорі. В кожному із випадків виконано порівняння з круглими плитами і воно показує перевагу фундаментів-оболонки.

Можна зробити висновок, що розглянута досить складна проблема, яка є актуальною і потребує подальшого вивчення.

References

1. Dorofeev V.S. Экспериментальное исследование поведения железобетонных фундаментов на деформируемой основе / V.S. Dorofeev, V.M. Kobryncz, G.P. Kolomyjchuk, A.V. Kolomyjchuk // Visnyk ODABA, Odesa: ODABA, 2013. – Вып. 49. – Часть на 2. – С. 80-95.
2. Kolomyjchuk G.P. Технічна оцінка залізобетонних оболонок покриття / G.P. Kolomyjchuk // Visnyk ODABA, Odesa: ODABA, 2009. – Вып. 34. – Часть на 2. – С. 428-435.
3. Tyuchenko R.O. Rozrachunok fundamentiv-obolonok dlya sporud bashtovogo typu na vplyv nerivnomirnyx osidan' osnovy / R.O. Tyuchenko, V.L. Syedin, D.A. Krishko // Visnyk PDABA, Dnipro: PDABA, 2015. – #10 (211). – С. 29-35.
4. Bartolomej L.A. Vzaymojstvye osey simmetrichnykh fundamentov-oboloček s gruntovym osnovanyem pri vnecentrennom nagruzhenyi / L.A. Bartolomej, A.A. Tarasenko, Ya.A. Pronozy'n, R.V. Mel'ny'kov // Ynternet-vestnyk VolgGASU. Ser.: Polytematy'cheskaya, 2012. – Вып. 1(20). – С.1-5.
5. Esmali D. Experimental and Numerical Investigation of Ultimate Load Capacity of Shell Foundations on Reinforce and Unreinforced Sand / D. Esmali, N. Hataf // Iranian Journal of Science & Technology, 2008. – Vol. 32. – No. B5. – R. 491-500.
6. Fattah M. Experimental and Theoretical Study on Bearing Capacity of Conical Shell Foundations Composed of Reactive Powder Concrete / M. Fattah, W. Waryosh, M. Hamdani // Acta Geodynamica et Geomaterialia, 2015. – Vol. 12. – No. 4 (180). – R. 411-426, DOI: 10.13168/AGG.2015.0037.

7. Ramesh M. Experimental Study on Conical Shell Footing / M. Ramesh, M.J. Blessy // International Journal of Engineering Research & Technology, 2015. – Vol. 4. – Issue 06. – P. 167-171.

8. Pronozy`n Ya.A. Rezul'taty` ekspery`mental'no – teorety`chesky`x y`ssledovany`j vzya`modejstvy`ya osesy`mmetry`chnogo fundamenta – obolochky` s gruntovym osnovany`em / Ya.A. Pronozy`n, R.V. Mel'ny`kov // Y`zvesty`ya vuzov. Stroy`tel'stvo, 2010. – #5. – S.114-119.

9. Mel'ny`kov R.V. Vzya`modejstvy`e osesy`mmetry`chnyx fundamentov-obolochek s nemetally`chesky`m armirovaniy`em s osnovany`em slozhennym rylevato-gly`ny`stymy` gruntamy`: avtoref. dy`ss. ... kand. texn. nauk: 05.23.02 / R.V. Mel'ny`kov. – Tyumen': TyumGASU, 2011. – 21 s.

10. Pronozy`n Ya.A. Vzya`modejstvy`e lentочно-obolochечных fundamentov s sy`lnoszhy`maemy`m gruntovym osnovany`em: dy`ss. ... dokt. texn. nauk: 05.23.02 / Ya.A. Pronozy`n. – Moskva: MGSU, 2016. – 368 s.

Список використаних джерел

1. Дорофеев В.С. Экспериментально-теоретические исследования поведения гибких железобетонных фундаментов на деформируемом основании / В.С. Дорофеев, В.М. Кобринец, Г.П. Коломийчук, А.В. Коломийчук // Вісник ОДАБА, Одеса: ОДАБА, 2013. – Вип. 49. – Частина 2. – С. 80-95.

2. Коломийчук Г.П. Техническая оценка железобетонных оболочек покрытия / Г.П. Коломийчук // Вісник ОДАБА, Одеса: ОДАБА, 2009. – Вип. 34. – Частина 2. – С. 428-435.

3. Тимченко Р.О. Розрахунок фундаментів-оболонок для споруд баштового типу на вплив нерівномірних осідань основи / Р.О. Тимченко, В.Л. Сєдін, Д.А. Крішко // Вісник ПДАБА, Дніпро: ПДАБА, 2015. – №10 (211). – С. 29-35.

4. Бартоломей Л.А. Взаимодействие осесимметричных фундаментов-оболочек с грунтовым основанием при внецентренном нагружении / Л.А. Бартоломей, А.А. Тарасенко, Я.А. Пронозин, Р.В. Мельников // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая, 2012. – Вип. 1(20). – С.1-5.

5. Esmali D. Experimental and Numerical Investigation of Ultimate Load Capacity of Shell Foundations on Reinforce and Unreinforced Sand / D. Esmali, N. Hataf // Iranian Journal of Science & Technology, 2008. –Vol. 32. – No. B5. – P. 491-500.

6. Fattah M. Experimental and Theoretical Study on Bearing Capacity of Conical Shell Foundations Composed of Reactive Powder Concrete / M. Fattah, W. Waryosh, M. Hamdani // Acta Geodynamica et Geomaterialia, 2015. – Vol. 12. – No. 4 (180). – P. 411-426, DOI: 10.13168/AGG.2015.0037.

7. Ramesh M. Experimental Study on Conical Shell Footing / M. Ramesh, M.J. Blessy // International Journal of Engineering Research & Technology, 2015. – Vol. 4. – Issue 06. – P. 167-171.

8. Пронозин Я.А. Результаты экспериментально – теоретических исследований взаимодействия осесимметричного фундамента – оболочки с грунтовым основанием / Я.А. Пронозин, Р.В. Мельников // Известия вузов. Строительство, 2010. – №5. – С.114-119.

9. Мельников Р.В. Взаимодействие осесимметричных фундаментов-оболочек с неметаллическим армированием с основанием сложенным пылевато-глинистыми грунтами: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Р.В. Мельников. – Тюмень: ТюмГАСУ, 2011. – 21 с.

10. Пронозин Я.А. Взаимодействие ленточно-оболочечных фундаментов с сильносжимаемым грунтовым основанием: дисс. ... докт. техн. наук: 05.23.02 / Я.А. Пронозин. – Москва: МГСУ, 2016. – 368 с.

УДК 726:27-523.4:712.35 (477.83)

**ПОСИЛЕННЯ ПІДПІРНОЇ СТІНИ КОМПЛЕКСУ СОБОРУ
СВЯТОГО ЮРА У М. ЛЬВОВІ В УМОВАХ ОБМЕЖЕНОГО
ДОСТУПУ**

**STRENGTHENING OF THE RETAINING WALL OF THE SAINT
YURA COMPLEX CATHEDRAL IN LVIV IN CONDITIONS
OF LIMITED ACCESS**

**Лапчук М.А., старший викладач, Гнатюк О.Т. к.т.н., доцент
(Львівський національний аграрний університет)**

**Lapchuk M.A., Senior lecturer, Hnatiuk O.T., Ph.D. in Engineering,
Associate Professor (Lviv National Agrarian University)**

Запропоноване конструктивне рішення дало можливість вивести з аварійного стану та провести реконструкцію більшої частини огорожі барокових садів із збереженням її первісного вигляду.

Archcathedral Yura in Lviv - Cathedral of the Metropolitan of Halychyna of the UGCC, a Baroque-Rococo monumental architectural ensemble with expressiveness of the National Actress, is considered to be the main shrine of the Ukrainian Greek Catholic. Located on Svyatoyursky Mountain, at: St. Yura's Square, 5. Since 1998, the cathedral itself is part of the complex: the Baroque Cathedral from the bell tower, the Rococo Metropolitan Chamber, the Chapter House, the terrace from the two-step staircase, the openwork fence around the courtyard courtyard in the courtyards and the ants that trim the capitals and the power garden. Around 1762-1771, a decorative garden was laid out around the metropolitan palace on terraces supported by strong retaining walls.

Since 1996, a large-scale interior renovation of the temple has been carried out. Together with the historical center, the Lviv Cathedral Complex was included in the UNESCO World Heritage List in 1998

In 2018, UAH 20 million was allocated from the state budget for reconstruction to: replace the systems of engineering communications, landscaping, restoration of stone and metal fences; streamlining of yard area that eliminates the emergency state of northern and central entrance gates. At present hours are ongoing work on the arrangement of the north bypass, in particular, removal of the emergency state of the northern part of the retaining wall of the Baroque Gardens.

Based on the results of the inspection of the main load-bearing structures of the retaining wall, it can be concluded that the condition of the structure as a whole is emergency and it can be operated only after its reconstruction with reinforcement of individual elements and restoration. For this purpose, a reconstruction project was

prepared taking into account the existing condition of its main structural parts and the projected loads on them.

Ключові слова: реконструкція, посилення підпірної стіни, інженерно-геологічні дослідження, цегляна та бутова кладка, бутобетонний фундамент, обмежений доступ, порушення геометрії стіни, суцільне замokання, руйнування цегляної кладки, аварійний стан, відновлення, водовідведення, гідроізоляція.

Keywords: reconstruction, strengthening of the retaining wall, geotechnical studies, brick and rubble masonry, rubble concrete foundation, limited access, violation of wall geometry, continuous soaking, destruction of wall masonry, emergency state, restoration, drainage, waterproofing.

Аналіз останніх досліджень та постановка задачі.

Архикафедральний собор святого Юра у Львові – головна сакральна будівля Галицької митрополії УГКЦ, бароково-рококовий ансамбль монументальних будівель та споруд з чітко вираженими національними ознаками, вважається однією з головних святинь греко-католиків України. Собор розташований на Святоюрській горі, за адресою: площа святого Юра № 5. З 1998 року власне собор є частиною комплексу: барокового собору з дзвіницею, рококової митрополичої палати, будинків капітули, тераси з подвійними сходами, витонченої огорожі навколо подвір'я собору з двома воротами всередині та мурів, що оточують будинки капітули та митрополичий сад. Близько 1762—1771 року навколо палацу митрополита палацу було розбито декоративний сад на терасах, каскади яких виконані підпірними стінами.

З 1996 року проводиться масштабна реконструкція внутрішніх інтер'єрів храму. В той же час увесь комплекс собору (1998р.) був включений до переліку всесвітньої спадщини ЮНЕСКО.

У 2018 році з державного бюджету на реконструкцію виділили 20 мільйонів гривень для проведення: заміни системи інженерних комунікацій, озеленення, реставрації кам'яної і металевої огорожі; благоустрою та впорядкування території подвір'я, яка передбачає ліквідацію аварійного стану північної та центральної вхідних брам. У даний час тривають роботи з облаштування північного обходу, зокрема, виведення з аварійного стану північного крила підпірної стіни.

Виклад основного матеріалу. Північне прясло підпірної стінки влаштоване між східною і північною частиною барокових садів і є цегляним та бутовим муром загальною довжиною 97м, загальною приведеною товщиною близько 80 см та висотою від підшови фундаменту 5,05÷5,15м, перепад висот становить 3,2÷3,35м (рис. 3а). У плані підпірна стінка має східне крило довжиною 38м, центральний виступ 6×3м зі сходами для сполучення з нижнім рівнем та західне крило довжиною 52,85м (рис. 1). По верху влаштована парапетна огорожа загальною

висотою 1,15м та товщиною 350мм з кам'яними парапетними та цокольними елементами.

Згідно інженерно-геологічних досліджень на ділянці розташування підпірної стіни залягають: техногенний ґрунт (ІГЕ-1) товщиною 1,5÷2,2м; пісок дрібнозернистий середньої щільності (ІГЕ-2). – до глибини 4,2÷4,5м; скельний ґрунт (вапняк органогенний) (ІГЕ-3) – до глибини 4,7÷5,0м; глина напівтверда мергелиста (ІГЕ-4) – до глибини 6,2÷8,4м; скельний ґрунт (мергель) (ІГЕ-5) - нижче. Ґрунтові води на розвідану глибину не виявлені. Зсуви виявлено на північно-східному схилі нижньої тераси в районі обвалу зовнішньої огорожуючої стіни за рахунок зміщення ґрунтових мас. Зсувні процеси відбуваються по мергелистих глинах.

У результаті детального обстеження підпірної стіни виявлені такі дефекти конструкції підпірної стінки:

- порушення геометрії стіни (відхилення в плані і по висоті);
- суцільне замокання цегляної кладки;
- руйнування цегляної кладки у середній частині східного крила (рис.2);
- руйнування шару тиньку, відшарування зовнішньої верстви цегляної кладки, не закріпленої перев'язкою до основної, випадання цегли;
- відсутність перев'язки (зчеплення) між кладкою контрфорсів і кладкою підпірної стіни.



Рис. 1 Фрагмент викопіювання генплану північного прясла підпірної стіни

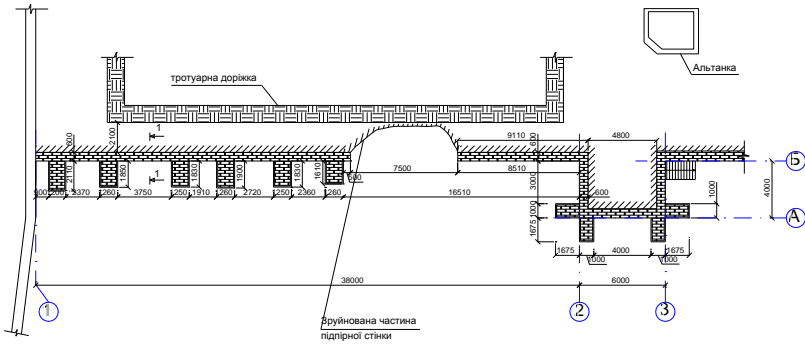


Рис. 2. Руйнування цегляної кладки у середній частині східного крила підпірної стінки

За результатами обстеження основних несучих конструкцій підпірної стіни біло встановлено, що стан споруди у цілому аварійний і вона може експлуатуватися лише після проведення робіт з її реконструкції з посилення окремих елементів та реставрації.

Для відновлення підпірної стінки та виведення її з аварійного стану був виготовлений проект реконструкції, і якому було передбачено відновлення зруйнованої цегляної кладки підпірної стіни, заходи з відновлення первісної геометрії стіни, її посилення та забезпечення від подальшого руйнування.

Посилення запропоновано було виконати влаштуванням секцій дублюючої залізобетонної підпірної стінки окремими захватками між існуючими контрфорсами, а потім об'єднати їх після демонтажу цегляної кладки виступів (рис. 3б). Підпірна стінка опирається на залізобетонні буронабивні мікропалі діаметром 300мм з поширенням 450мм довжиною $3 \div 3,5$ м із заходженням в твердий ґрунт основи (глину мергелисту) мінімально на 0,5м. Визначення несучої мікропаль на дію вертикального і бокового тичку ґрунту проводилось теоретично за нормами [1,2], влаштування паль було виконане за технологією ПП БКФ "Основа" [3,4,5,6,7].

Після завершення робіт з влаштування залізобетонної дублюючої підпірної стінки виконується мурування зовнішньої верстви цегляної кладки з кріпленням її за допомогою металевих в'язів та відновлення тиньку і декоративних і кам'яних елементів з метою збереження автентичного вигляду об'єкту реконструкції. Також передбачено роботи з водовідведення атмосферних та технічних вод, дренажу та гідроізоляції конструкцій підпірної стіни для забезпечення їх від замокання.

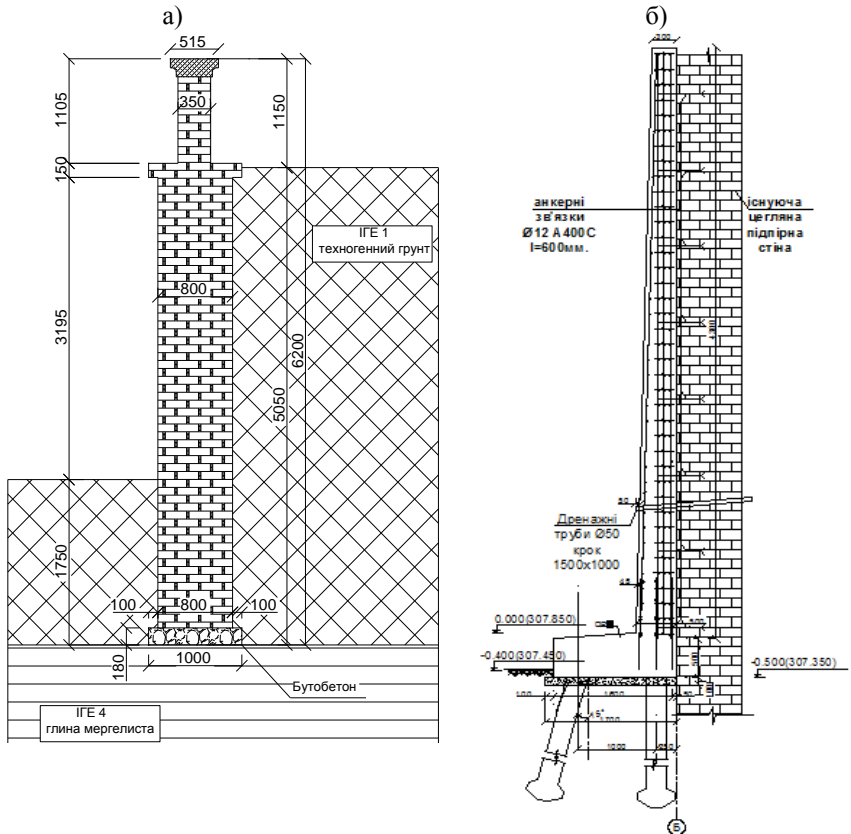


Рис. 3. Конструкція підпірної стіни:
а – у первісному вигляді; б – після проведення реконструкції

Висновки. Запропоноване конструктивне рішення дало можливість вивести з аварійного стану та провести реконструкцію більшої частини огорожі барокових садів із збереженням її первісного вигляду.

References

1. DBN B.2.1-10-2009. Bases and foundations of constructions. Basic design provisions. Pub. official. Kyiv : Minregion of Ukraine, 2018. 36 p.
2. DSTU B V.2.1-27: 2010 Piles. Determination of bearing capacity based on the results of field trials. Pub. official. Kyiv : Minregionbud of Ukraine, 2011. 14 p.
3. Hnatiuk O. T., Lapchuk M. A., Fedyk M. M. Reconstruction of the northern part of the retaining wall of the baroque gardens of the complex of St.

Yur's Cathedral in Lviv. *Visnyk of Lviv Territorial Branch of the Academy of Civil Engineering of Ukraine*. 2018. №18. P. 22-24.

4. Hnatiuk O., Lapchuk M. The bearing capacity of drill-impact reinforced concrete micropiles with consolidated bottom on the action of vertical load. *Visnyk of Lviv National Agrarian University: Architecture and agricultural construction*. 2018. №19. P.101-104.

5. Hnatiuk O., Vysochenko A., Lapchuk M. The enlarged toe influence for the bearing capacity of drill-impact reinforced concrete micropiles. *Visnyk of Lviv National Agrarian University: Architecture and agricultural construction*. 2015. № 16. P. 71-76.

6. Hnatiuk O., Lapchuk M., Kholod P. The bearing capacity of the drill-impact micropiles with enlarged toe in the soils of different type. *Visnyk of Lviv National Agrarian University: Architecture and Agricultural Construction*. 2014. № 15. P. 86-94.

7. PP BKF Osnova. URL: <http://pposnova.lviv.ua/buronabuvni.html> (date of application 26.11.2020).

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.1-10-2018. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 36 с.

2. ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 14 с.

3. Гнатюк О.Т., Лапчук М.А., Федик М.М. Реконструкція північного прясла підпірної стінки барокових садів комплексу собору святого Юра в м. Львові. *Вісник Львівського територіального відділення Академії будівництва України*. 2018. №18. С.22-24.

4. Гнатюк О., Лапчук М. Несуча здатність буронабивних залізобетонних мікропалів з ущільненим забоем на дію вертикального навантаження. *Вісник Львівського національного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво*. 2018. №19. С. 101-104.

5. Гнатюк О., Височенко А., Лапчук М. Вплив поширення на несучу здатність буронабивних залізобетонних мікропалів. *Вісник Львівського національного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво*. 2015. №16. С. 71-76.

6. Гнатюк О., Лапчук М., Холод П. Несуча здатність буронабивних мікропалів з розширеною п'ятою у ґрунтах різного типу. *Вісник Львівського національного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво*. 2014. №15. С. 86-94.

7. ПП БКФ Основа. URL : <http://pposnova.lviv.ua/buronabuvni.html>. (дата звернення 26.11.2020).

**ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО – ДЕФОРМОВАНОГО
СТАНУ ЦЕМЕНТОБЕТОННОГО ПОКРИТТЯ АВТОМОБІЛЬНИХ
ДОРІГ**

**NUMERICAL SIMULATION OF STRESS - DEFORMED CONDITION
OF CEMENT CONCRETE ROAD COVERING**

**Онищенко А.М., д.т.н., доц., Худолій С.М., к.т.н., доц.,
Чиженко Н.П. (Національний транспортний університет, Київ)**

**Onyshchenko A.M., Doctor of Engineering, Associate Professor,
Khudolii S.N., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Chyzenko N.P.
(National Transport University, Kyiv)**

У результаті виконаного числового моделювання напружено – деформованого стану цементобетонного покриття отримано аналітичну залежність для визначення розтягувальних напружень при згині, що виникають в цементобетонному покритті автомобільних доріг від дії навантаження з урахуванням різних розрахункових параметрів, а саме: модуля пружності (E), товщини плити (h), розрахункового тиску (p), діаметру кола, рівновеликого за площею відбитку колеса (D), що дозволяє уточнити загальний вираз умови міцності при розрахунку цементобетонного покриття з урахуванням коефіцієнту морозостійкості. Даний метод дозволяє оцінювати міцність цементобетонного покриття автомобільних доріг різних категорій із заданою надійністю та довговічністю.

The article is devoted to the problem of development of more exact mathematical models of deformation of road clothes of rigid type depending on a different variant of an arrangement of loading and design features of a plate.

The purpose of the work is to carry out modeling by the method of finite elements of the stress-strain state of the cement-concrete pavement of highways depending on the different load location and design features of the slab.

The object of research is cement concrete for covering roads.

Research method: statistical analysis of scientific publications, technical and normative literature, finite element method. Given the fact that the cement-concrete pavement of the highway is subject to a complex spatial load, so it is advisable to use the numerical method of determining the stress-strain state of the pavement, based on solving the equations of the theory of elasticity - finite element method.

Its feature is the direct transition from a continuous object to discrete analysis by dividing the area of the object, which is studied into a number of sub-areas and approximating the fields of displacement, force, stress, for example, using an engineering complex. Four variants of transport load location are considered. As a result of the numerical simulation of the stress-strain state of the cement concrete pavement for the first time obtained an analytical dependence to determine tensile bending stresses arising

in the cement concrete pavement of roads from the action of load taking into account various design parameters. taking into account the coefficient of frost resistance. This method allows to evaluate the strength of cement-concrete pavement of roads of different categories with a given reliability and durability.

Ключові слова: цементобетон, напруження, міцність, довговічність.

Keywords: cement concrete, tension, strength, durability.

Вступ. В останні роки в усьому світі на автомобільних дорогах спостерігається тенденція збільшення інтенсивності руху транспортних засобів і зростання частки великовантажних автомобілів та багатовісних автопоїздів з підвищеним тиском в пневматиках. Це викликає передчасні руйнування і недопустимі деформації на дорогах, швидкий вихід їх із ладу, суттєве підвищення собівартості перевезень. Вимушені і незаплановані ремонти призводять до погіршення умов проїзду та безпеки руху, утворенню заторів, значного зменшення фактичної пропускної здатності доріг, зменшенню продуктивності роботи автотранспорту. Все це веде до значної втрати матеріальних і фінансових ресурсів та суттєвого погіршення соціального забезпечення населення. У розвинутих країнах світу постійно піклуються про підвищення довговічності дорожнього покриття, удосконалюють методи його розрахунку, здійснюють натурні обстеження та моніторинг його стану, застосовують новітні матеріали та технології. Частковим рішенням цієї проблеми може стати використання цементобетону для покриття автомобільних доріг.

Лідером за кількістю цементобетонних доріг є США, де вони складають близько 60% від загальної протяжності. У Німеччині 38%, а в Австрії 50 % доріг влаштовані із цементобетону. В Чеській Республіці в останні 15 років близько 65 % нових доріг були збудовані з цементобетонним покриттям. У Бельгії, цементобетонні шосе складають 40 %.

Область раціонального використання цементобетонних покриттів: згідно п.4.3.4. ДБН В.2.3 – 4:2015 у випадку, коли очікувана інтенсивність великовантажних транспортних засобів більше 15% від загального потоку, то проектується лише жорсткий дорожній одяг, також раціональним використанням є під'їзди до морських портів, митниці, стоянки великовагових транспортних засобів, логістичні центри, об'їзні дороги крупних населених пунктів, дороги промислових підприємств, маршрути руху контейнерів та зерновозів.

Постановка проблеми. Багаторічні спостереження за експлуатацією цементобетонних покриттів, а також аналіз зарубіжного досвіду дозволяє об'єктивно оцінити недоліки покриттів даного типу, головними з яких є тріщиноутворення в результаті дії: усадки, коливання температури добової та річної, перемінного заморожування – відтавання води в порах і

ушкоджених місцях, динамічного навантаження від коліс транспортних засобів, руйнування кромки деформаційних швів цементобетонного покриття та його здиблення.

Як відомо, умови роботи цементобетонного покриття в різних його зонах (в центрі плити, по краях, торцях, кутах плити, полосі накату тощо) значно різняться. Це спричиняє можливість накопичення залишкових деформацій основи та часткового порушення контакту із основою, особливо це проявляється по краях та в зонах поперечних швів. Неоднорідність цементобетону, згідно із даними американських дорожників, є головною причиною утворення різних дефектів у вигляді тріщин. Дані Техаського університету по міцності цементобетону свідчать про значний розкид показників (міцність цементобетону у кутах плити – 1,34 МПа, в центрі – 1,70 МПа).

Утворення тріщин в цементобетонному покритті порушують цілісність та монолітність дорожньої конструкції, розділяючи її на окремі блоки, не пов'язані між собою, кількість і протяжність утворених тріщин, що утворилися на покритті, майже не впливають на рух автомобілів до тих пір, поки не утворилися вибоїни та викришування, що призводить до погіршення рівності покриття, зниження рівня безпеки руху та створення аварійно – небезпечних ситуацій (рис. 1).



Рис. 1. Пошкодження поверхні покриття автомобільної дороги після 25 років експлуатації

Як наслідок, збільшуються витрати на утримання та ремонт цементобетонного покриття автомобільних доріг, які зазнають передчасних руйнувань. У зв'язку з цим досить актуальною є проблема розробки більш точних математичних моделей деформування дорожніх одягів жорсткого типу в залежності від різного варіанту розташування навантаження та конструктивних особливостей плити.

Мета роботи. Мета роботи полягає в проведенні моделювання методом скінченних елементів напружено – деформованого стану цементобетонного покриття автомобільних доріг в залежності від різного варіанту розташування навантаження та конструктивних особливостей плити.

Об'єктом дослідження є цементобетонне покриття автомобільних доріг.

Основна частина. Враховуючи те, що на цементобетонне покриття автомобільної дороги діє складне просторове навантаження, тому доцільно використати числовий метод визначення напружено-деформованого стану покриття, що базується на розв'язанні рівнянь теорії пружності – методу скінченних елементів як найбільш універсального і ефективного. Його особливістю є безпосередній перехід від континуального об'єкту до дискретного аналізу шляхом ділення області об'єкту, який досліджується на ряд під-областей та апроксимації полів переміщень, зусиль, напружень, наприклад, з використанням інженерно-розрахункового комплексу.

Тому розглянемо чотиришарову конструкцію жорсткого дорожнього одягу, що складається з цементобетонної плити, трьох шарів, які влаштовані на ґрунтовій основі (табл. 1).

Розмір плит вздовж напрямку руху транспорту складає 5 м та в поперечному напрямку 3 м. Між плитами влаштовані шви розширення, шви стиснення та повздовжні шви (рис. 2). Приймемо припущення, що шви влаштовані на всю товщину плити та не укріплені штирями. Товщини та механічні властивості шарів основи та цементобетонної плити наведено в таблиці 1. В чисельних розрахунках товщина бетонної плити h_1 варіювалася від 18 см до 26 см з кроком 2 см.

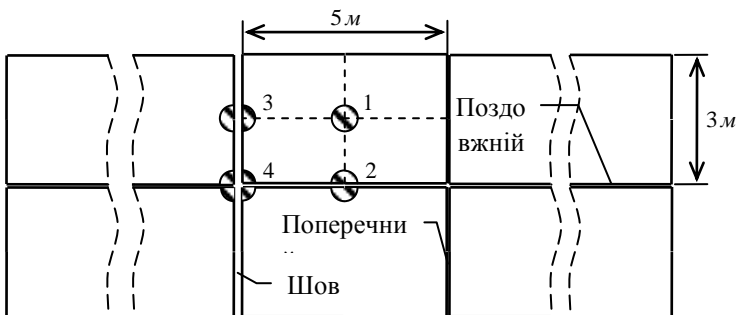


Рис.2. Геометрична схема цементобетонного покриття

Таблиця 1

Механічні властивості та товщини шарів конструкції жорсткого дорожнього одягу

№	шар	h_i , см	Модуль пружності (МПа)	Коефіцієнт Пуасона	Щільність кг/м^3
1	Важкий бетон класу В35ПІІF200W8	18 -26	30000	0,18	2350
2	Щебенево-піщана суміш С7	17,5	400	0,3	2000
3	Щебенево-піщана суміш С5	15	320	0,3	2000
4	Пісок середньої крупності	10	120	0,28	2000
5	Існуюче земляне полотно (супісок пилуватий)	80	48	0,3	2000

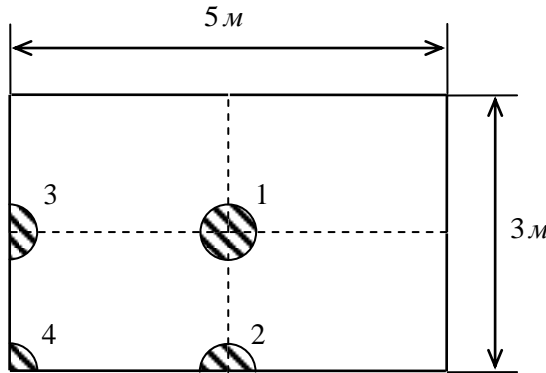


Рис. 3. Варіанти розташування транспортного навантаження на цементобетонній плиті

Виділимо для розгляду одну плиту (рис. 3). Вважаємо, що транспортне навантаження на конструкцію – це тиск p , що передається від гумового колеса транспортного засобу на круглий відбиток діаметру D . В розрахунках приймалося що $p = 1,0$ МПа, $D = 34,5$ см. Крім транспортного навантаження на конструкцію діє гравітаційне навантаження від її власної ваги в вертикальному напрямку (вздовж осі Oz (рис. 6)).

Розглянемо чотири варіанти розташування транспортного навантаження (рис. 3, 5):

- Варіант №1 – відбиток колеса знаходиться в центрі бетонної плити;
- Варіант №2 – відбиток колеса знаходиться посередині повздовжнього шва;
- Варіант №3 – відбиток колеса знаходиться посередині поперечного шва;
- Варіант №4 – відбиток колеса знаходиться в куті плити на перетині повздовжнього та поперечного швів.

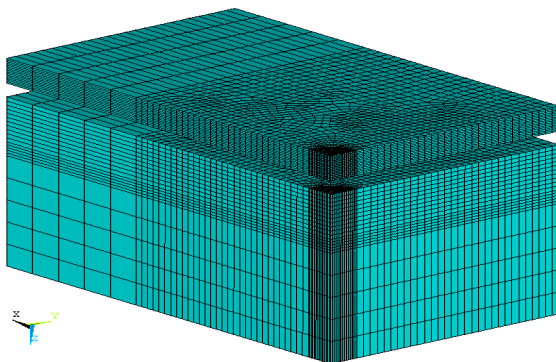


Рис. 4. Скінченно-елементна модель виділеного фрагменту конструкції жорсткого дорожнього одягу

Розглянемо скінченно-елементну модель даної конструкції. Осі Ox та Oy розташовані в горизонтальній площині (верхня грань бетонної плити), початок координат знаходиться в центрі кругового відбитку колеса, вісь Oz направлена вертикально вниз. Між плитою та основою влаштовано контакт з коефіцієнтом тертя 0,5.

На найнижчу грань багат шарової основи що знаходиться в площині $z = \sum h_i$ накладено умову заборони переміщень. На вертикальні грані багат шарової основи накладено умові заборони преміщень у перпендикулярному до них напрямку [3]. На найвищу горизонтальну грань основи та на нижню горизонтальну грань плити накладено умови контакту. Всі інші грані цементобетонної плити вільні від обмежень.

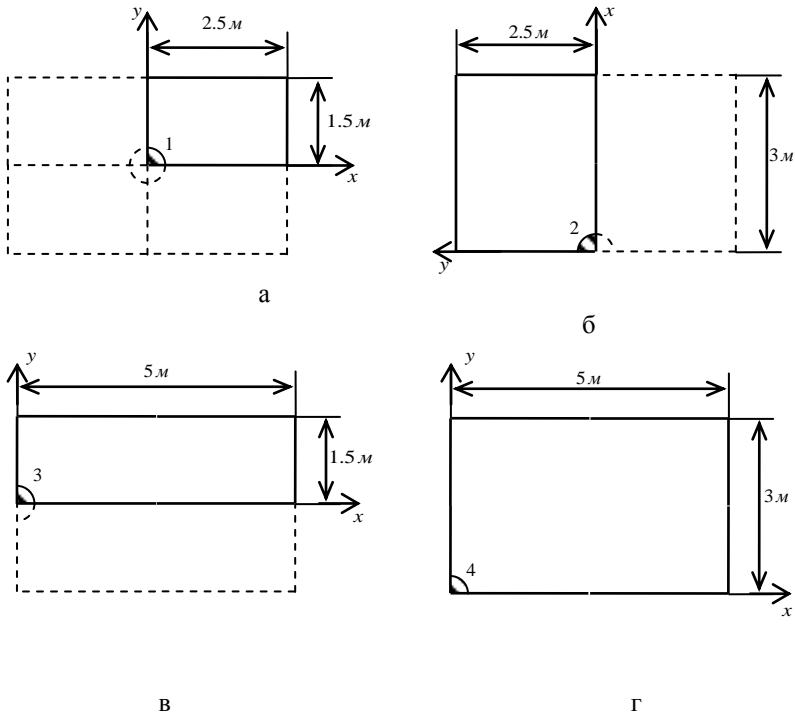


Рис. 5. Розрахункові схеми конструкції для різних варіантів транспортного навантаження

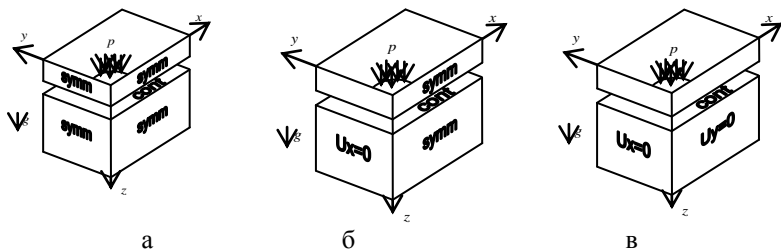


Рис. 6. Варіанти граничних умов

Оскільки для варіанту транспортного навантаження № 1 має місце повздовжня та поперечна симетрії, то є можливість розгляду чверті конструкції (рис. 6, а), яку отримуємо в результаті відтинання частини від цілої конструкції площинами симетрії $x = 0$ та $y = 0$ з накладанням

додаткових граничних умов симетрії на вказані площини симетрії (рис. 6, а).

Для варіанту транспортного навантаження № 2 має місце поперечна симетрія, тому можна розглянути половину конструкції (рис. 6, б), яку отримуємо в результаті відтинання від цілої конструкції половини площиною симетрії з накладанням додаткової граничної умови симетрії на вказану площину симетрії (рис. 6, б).

Варіант транспортного навантаження № 3 має повздовжню симетрію, тому розглядається половина конструкції (рис. 6, в) яку отримуємо відтинанням від цілої конструкції половини площиною симетрії з накладанням додаткової граничної умови симетрії на вказану площину (рис. 6, б).

Варіант транспортного навантаження № 4 не має симетрії, тому розглядається повна конструкція (рис. 6, г). Граничні умови для цього варіанту зображені на рис. 6, в.

Слід зауважити, що геометрична модель конструкції є параметричною, тобто такою, що будується за певним алгоритмом, в якому приймається, що вісь Ox направлена вздовж найбільшого розміру плити або частини плити, що розглядається. Отже, напрямки Ox для варіантів транспортного навантаження № 1, 3, 4 та варіанту № 2 перпендикулярні. В табл. 2 наведено максимальні та мінімальні значення складових переміщень вузлів скінченоелементної моделі конструкції в залежності від товщини плити і варіантів розташування навантаження. В табл. 3 максимальні значення складових тензора напружень та максимальні еквівалентні напруження за Мізесом в елементах скінченно-елементної моделі конструкції цементобетонного покриття в залежності від товщини плити і варіантів розташування навантаження. На основі проведеного числового моделювання наведено поля повних переміщень вузлів моделі для різних варіантів розміщення транспортного навантаження (рис. 7), зони розтягуючих напружень σ_x та σ_y (рис. 8) та характер розподілу еквівалентних напружень за Мізесом в елементах моделі для різних варіантів розміщення транспортного навантаження (рис. 9).

Таблиця 2

Максимальні та мінімальні значення складових переміщень вузлів скінченоелементної моделі конструкції

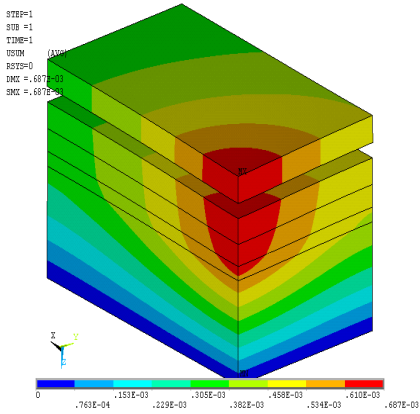
Варіант транспортного навантаження	Товщина бетонної плити, см	Переміщення вузлів моделі конструкції				
		u_x , мм		u_y , мм		u_z , мм
		min	max	min	max	max
№1	18	-0,0191	0,0513	-0,017	0,0354	0,687
	20	-0,0176	0,0459	-0,015	0,0294	0,66
	22	-0,0164	0,0415	-0,0132	0,0245	0,64
	24	-0,0154	0,0378	-0,0117	0,0205	0,624
	26	-0,0145	0,0345	-0,0105	0,0173	0,613
№2	18	-0,0613	0,0626	-0,0237	0,0549	0,835
	20	-0,0595	0,0556	-0,0214	0,0481	0,794
	22	-0,058	0,0498	-0,0196	0,0424	0,763
	24	-0,0565	0,0454	-0,018	0,0375	0,739
	26	-0,0555	0,0421	-0,0166	0,0334	0,72
№3	18	-0,0621	0,0688	-0,0224	0,0428	0,861
	20	-0,0599	0,0624	-0,0199	0,0356	0,823
	22	-0,0574	0,0573	-0,0177	0,03	0,795
	24	-0,0557	0,0528	-0,0158	0,0253	0,772
	26	-0,0541	0,0493	-0,0143	0,0216	0,754
№4	18	-0,0446	0,0724	-0,0584	0,0692	0,978
	20	-0,0419	0,0647	-0,0567	0,0611	0,923
	22	-0,0395	0,058	-0,055	0,0542	0,878
	24	-0,0373	0,0524	-0,0533	0,0483	0,841
	26	-0,0355	0,0476	-0,0517	0,436	0,811

Таблиця 3

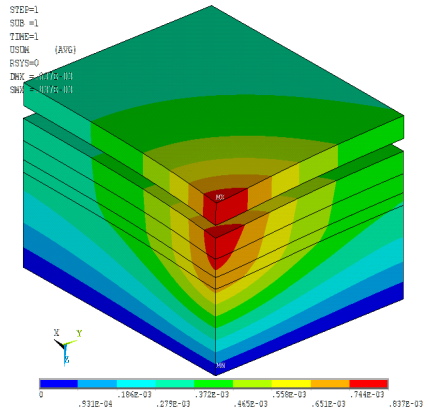
Максимальні значення складових тензора напружень та максимальні еквівалентні напруження за Мізесом в елементах скінченно-елементної моделі конструкції цементобетонного покриття

№	Товщина бетонної плити, см	Максимальні значення складових тензора напружень в елементах скінченно-елементної моделі									Еквівалентні напруження за Мізесом
		σ_x , МПа		σ_y , МПа		σ_z , МПа		τ_{xy} , МПа	τ_{yz} , МПа	τ_{xz} , МПа	
		стиск.	розтяг.	стиск.	розтяг.	стиск.	розтяг.	max	max	max	
№1	18	-3,19	2,94	-3,08	2,85	-1,04	0,0739	0,451	0,578	0,57	2,98
	20	-2,79	2,53	-2,67	2,43	-1,03	0,0644	0,374	0,523	0,516	2,55
	22	-2,48	2,21	-2,35	2,09	-1,02	0,0552	0,334	0,476	0,47	2,21
	24	-2,23	1,94	-2,09	1,81	-1,01	0,0464	0,306	0,436	0,432	1,93
	26	-2,03	1,71	-1,88	1,58	-1,01	0,0379	0,284	0,405	0,401	1,73
№2	18	-0,598	0,645	-3,13	3	-1,05	0,0585	0,78	1,04	0,5	3,05
	20	-0,521	0,562	-2,73	2,57	-1,03	0,0536	0,675	0,908	0,457	2,63
	22	-0,457	0,493	-2,41	2,22	-1,03	0,0507	0,594	0,805	0,424	2,26
	24	-0,407	0,445	-2,16	1,94	-1,01	0,0476	0,531	0,722	0,403	1,97
	26	-0,365	0,432	-1,95	1,7	-1	0,0444	0,481	0,652	0,386	1,8

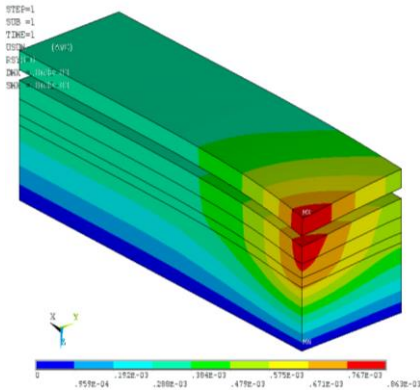
№	Товщина бетонної плити, см	Максимальні значення складових тензора напружень в елементах скінченно-елементної моделі									Еквівалентні напруження за Мізесом	
		σ_x , МПа		σ_y , МПа		σ_z , МПа		τ_{xy} , МПа	τ_{yz} , МПа	τ_{xz} , МПа		σ_{Miz} , МПа
		стиск.	розтяг.	стиск.	розтяг.	стиск.	розтяг.	max	max	max		
№3	18	-0,635	0,689	-3,06	2,92	-1,04	0,0727	0,782	1,06	0,426	2,98	
	20	-0,562	0,612	-2,65	2,48	-1,03	0,0633	0,678	0,926	0,39	2,53	
	22	-0,509	0,554	-2,32	2,13	-1,03	0,0543	0,599	0,819	0,359	2,17	
	24	-0,457	0,501	-2,06	1,84	-1	0,0456	0,538	0,731	0,337	1,88	
	26	-419	0,459	-1,85	1,6	-1	0,0373	0,489	0,659	0,318	1,63	
№4	18	-0,716	0,749	-0,729	0,75	-1,05	0,0842	1,05	0,91	0,992	1,83	
	20	-0,614	0,646	-0,627	0,648	-1,04	0,0671	0,92	0,794	0,861	1,6	
	22	-0,531	0,562	-0,544	0,562	-1,05	0,0609	0,811	0,702	0,76	1,42	
	24	-0,463	0,494	-0,473	0,489	-1,06	0,0548	0,725	0,629	0,683	1,32	
	26	-0,408	0,437	-0,414	0,427	-1,07	0,0488	0,654	0,571	0,624	1,24	



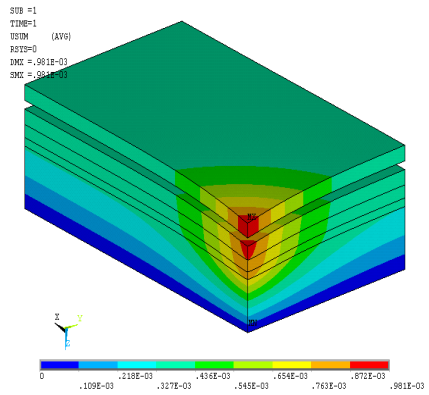
а



б



в



г

Рис. 7. Поле повних переміщень вузлів моделі для різних варіантів розміщення транспортного навантаження (Варіант №1 (а), варіант № 2 (б), варіант №3 (в), варіант № 4 (г))

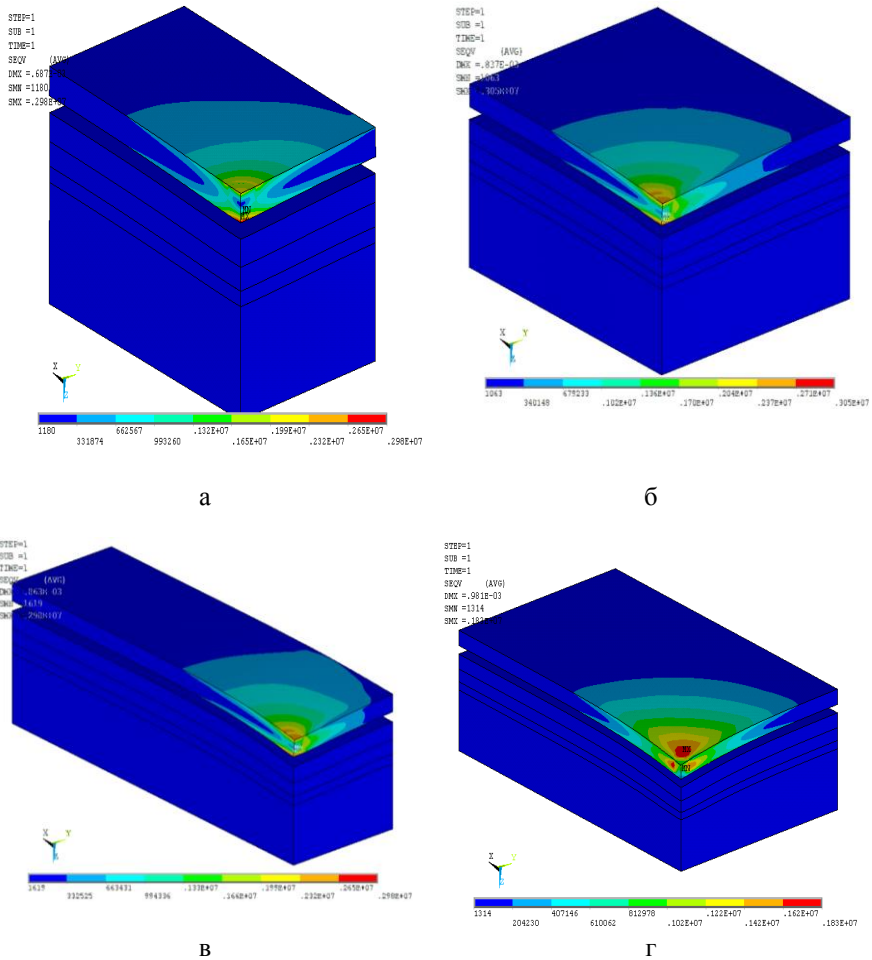


Рис. 8. Характер розподілу еквівалентних напружень за Мізесом в елементах моделі для різних варіантів розміщення транспортного навантаження (Варіант №1 (а), варіант №2 (б), варіант №3 (в), варіант №4 (г))

У табл. 4 наведено максимальні та мінімальні значення складових переміщень вузлів скінченно-елементної моделі конструкції для варіанту транспортного навантаження, коли відбиток колеса знаходиться в центрі цементобетонної плити при різних значеннях модуля пружності та товщинах цементобетонної плити.

Таблиця 4

Максимальні та мінімальні значення складових переміщень вузлів скінченно-елементної моделі конструкції для варіанту транспортного навантаження № 1 при різних значеннях модуля пружності та товщини цементобетонної плити

Модуль пружності цементобетонної плити (МПа)	Товщина бетонної плити, см	Переміщення вузлів моделі конструкції				
		u_x , мм		u_y , мм		u_z , мм
		min	max	min	max	max
25000	18	-0,0213	0,0546	-0,0192	0,0394	0,709
	22	-0,0182	0,0443	-0,0151	0,0276	0,658
	26	-0,016	0,0371	-0,0121	0,0198	0,628
30000	18	-0,0191	0,0513	-0,017	0,0354	0,687
	22	-0,0164	0,0415	-0,0132	0,0245	0,64
	26	-0,0145	0,0345	-0,0105	0,0173	0,613
35000	18	-0,0175	0,0485	-0,0152	0,0324	0,669
	22	-0,015	0,0392	-0,0118	0,022	0,625
	26	-0,0133	0,0325	-0,0092	0,0154	0,601
40000	18	-0,0162	0,0462	-0,0138	0,0299	0,654
	22	-0,0139	0,0374	-0,0106	0,0201	0,613
	26	-0,0124	0,0308	-0,0082	0,0139	0,591

У табл. 5 наведено значення складових тензора напружень та максимальні еквівалентні напруження за Мізесом в елементах скінченно-елементної моделі конструкції цементобетонного покриття для варіанту транспортного навантаження при змінних значеннях модуля пружності та різних товщинах.

Таблиця 5

Максимальні значення складових тензора напружень та максимальні еквівалентні напруження за Мізесом в елементах скінченно-елементної моделі конструкції цементобетонного покриття для варіанту транспортного навантаження № 1 при різних значеннях модуля пружності та товщини плити

Модуль пружності бетонної плити (МПа)	Товщина бетонної плити, см	Максимальні значення складових тензора напружень в елементах скінченно-елементної моделі									Еквівалентні напруження за Мізесом σ_{Mis} , МПа
		σ_x , МПа		σ_y , МПа		σ_z , МПа		τ_{xy} , МПа	τ_{yz} , МПа	τ_{xz} , МПа	
		стиск	розтяг	стиск	розтяг	стиск	розтяг	max	max	max	
25000	18	-3,07	2,82	-2,99	2,75	-1,04	0,0737	0,444	0,573	0,565	2,87
	22	-2,4	2,12	-2,29	2,03	-1,02	0,0551	0,333	0,473	0,468	2,14
	26	-1,98	1,65	-1,85	1,54	-1,01	0,0378	0,284	0,403	0,4	1,65
30000	18	-3,19	2,94	-3,08	2,85	-1,04	0,0739	0,451	0,578	0,57	2,98
	22	-2,48	2,21	-2,35	2,09	-1,02	0,0552	0,334	0,476	0,47	2,21
	26	-2,03	1,71	-1,88	1,58	-1,01	0,0379	0,284	0,405	0,401	1,73
35000	18	-3,28	3,04	-3,16	2,94	-1,04	0,0742	0,457	0,582	0,574	3,06
	22	-2,55	2,28	-2,39	2,15	-1,02	0,0554	0,335	0,478	0,473	2,27
	26	-2,08	1,77	-1,91	1,62	-1,01	0,038	0,285	0,406	0,402	1,74
40000	18	-3,37	3,13	-3,23	3,01	-1,04	0,0743	0,461	0,585	0,577	3,14
	22	-2,61	2,34	-2,43	2,19	-1,02	0,0555	0,336	0,48	0,475	2,32
	26	-2,13	1,81	-1,93	1,64	-1,01	0,0381	0,285	0,407	0,403	1,78

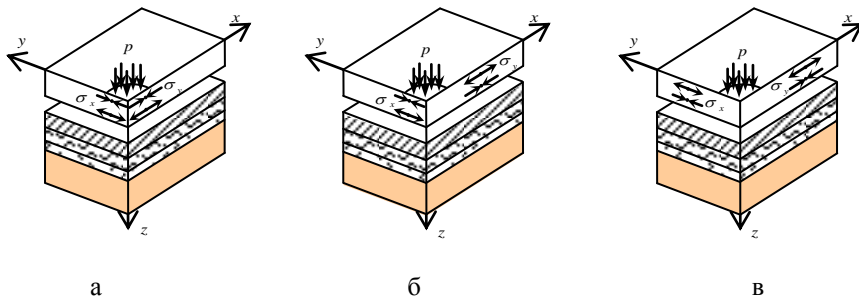


Рис. 9. Схема розташування розтягувальних напружень при різних положеннях транспортного навантаження

На рис. 9 зображено схематичне розташування максимальних розтягуючих напружень σ_x та σ_y при різних варіантах транспортного навантаження. При дії варіанту транспортного навантаження № 1 напруження в цементобетонній плиті під штампом розподіляються наступним чином – верхні шари стиснуті, а нижні розтягнуті (рис. 9, а). При дії варіантів № 2 та № 3 характер розподілу напружень в цементобетонній плиті схожий. У верхніх шарах під штампом σ_x стискаючі, а в нижніх – розтягуючі, зовні штампа у верхніх шарах σ_y – розтягуючі, а в нижніх – стискаючі (рис. 9, б). При дії варіанту № 4 максимальні розтягуючі напруження розташовані зовні штампу у верхніх шарах цементобетонної плити (рис. 9, в).

На основі результатів чисельного моделювання отримано аналітичну залежність (1) та номограму для визначення розтягуючих напружень (рис. 9) $\sigma_{cy} = \sigma_{pt}$ при згині, що виникають в цементобетонному покритті автомобільних доріг від дії навантаження:

$$\sigma_{cy} = \frac{p}{p_0} \cdot (a_{cy} \cdot E + 2,2804) \cdot K_M \cdot K_{y_{\text{мв}}} \cdot K_{\text{шт}} \cdot \ln\left(\frac{h \cdot K_t}{D}\right) - (b_{cy} \cdot E + 1,0563), \quad (1)$$

де: p – розрахунковий тиск, що приймається згідно з табл. Б ДБН В.2.3-4, МПа;

E – модуль пружності цементобетону, МПа;

h – товщина цементобетонної плити, см; D – діаметр кола, рівновеликого за площею відбитку колеса, см;

a_{cy}, b_{cy}, p_0 – параметри рівняння ($a_{cy}=0,00003$; $b_{cy}=0,000003$; $p_0=1,0$ МПа).

K_M – коефіцієнт, що враховує вплив місця розташування навантаження: для неармованих покриттів $K_M=1,5$ для покриттів із крайовим армуванням або майданчиків з розташуванням смуг накату не ближче ніж 0,8 м зовнішнього поздовжнього краю покриття – $K_M=1,0$ для поздовжнього напрямку і $K_M=1,5$ для поперечного;

$K_{умв}$ – коефіцієнт, що враховує умови роботи, рівний 0,6;

$K_{шт}$ – коефіцієнт, що враховує вплив штирьових зеднань на умови контакту плит з основою: при наявності поперечних швах штирів $K_{шт} = 1$, при відсутності штирів $K_{шт}=1,05$;

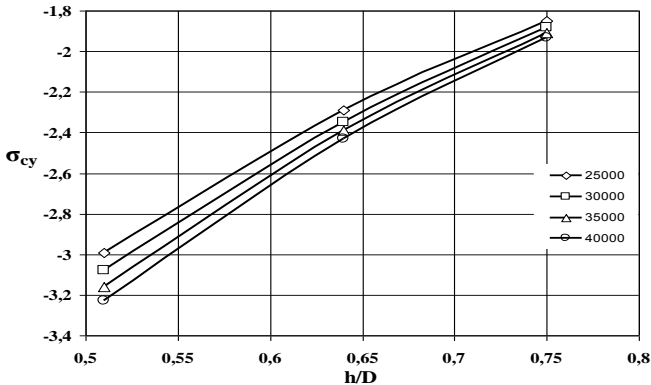


Рис. 10. Номограма для визначення розтягуючих напружень $\sigma_{су}$ при згині, що виникають в цементобетонному покритті автомобільних доріг від дії навантаження

Оцінку міцності цементобетонного покриття автомобільної дороги пропонується оцінювати з урахуванням отриманої аналітичної залежності (1), яка буде використана для визначення коефіцієнта міцності $K_{мц}$ в залежності від категорій. З урахуванням відомих будівельних норм [3,4], який полягає у порівнянні розрахункової міцності цементобетону на розтяг при згині з максимальним напруженням, що виникає в цементобетонній плиті на пружній основі від дії навантаження і перепаду температур по товщині плити.

Розрахункова міцність цементобетонного покриття дорівнює значенню класу міцності цементобетону на розтяг при згині ($B_{тб}$) із урахуванням двох емпіричних коефіцієнтів – втоми цементобетону (K_y) і умов набору міцності (K_M). Розрахунок монолітних цементобетонних покриттів проводять шляхом перевірки міцності покриття за формулою [4]:

$$K_{МЦ} \leq \frac{R_i^p}{\sigma_{cy}}, \quad (2)$$

де R_i^p – розрахункова міцність цементобетону на розтяг при згині, МПа;

$\sigma_{cy} = \sigma_{pt}$ – напруження розтягу при згині, що виникають у цементобетонному покритті від дії навантаження, з урахуванням перепаду температури по товщині плити приймається за залежністю (1)

Розрахункову міцність на розтяг при згині цементобетонного покриття з урахуванням коефіцієнту морозостійкості пропонується визначати за формулою [3]:

$$R_i^p = B_{tb} \cdot K_M \cdot K_y \cdot K_{морз}, \quad (3)$$

де K_y – коефіцієнт втоми цементобетону при повторному навантаженні, який визначається за формулою [4];

K_M – коефіцієнт набору міцності [3];

$K_{морз}$ – коефіцієнт морозостійкості.

Коефіцієнт морозостійкості цементобетону визначається за формулою [4]:

$$K_{морз} = \frac{R_p^n}{R_p}, \quad (4)$$

де: R_p^n – середнє значення границі міцності цементобетону на розтяг при згині після відповідної кількості циклів поперемінного заморожування і відтавання у 5 % водяному розчині хлористого натрію згідно ДСТУ Б В.2.7-47 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення морозостійкості. Загальні вимоги.

R_p – середнє значення границі міцності цементобетону на розтяг при згині до впливу відповідної кількості циклів поперемінного заморожування і відтавання у 5 % водяному розчині хлористого натрію.

Границю міцності на розтяг при згині цементобетонних зразків визначають при швидкості навантаження 0,04 МПа/с і обчислюють в МПа за формулою [5]:

$$R_p = \frac{3 \cdot F \cdot l}{2 \cdot b \cdot h^2} \cdot 10^{-2}, \quad (5)$$

де F – руйнівне навантаження, Н; l – відстань між опорами, см; b – ширина зразка, см; h – висота зразка, см; 10^{-2} – коефіцієнт перерахунку у МПа.

Висновок. В результаті виконаного числового моделювання напружено – деформованого стану цементобетонного покриття отримано номограму для визначення розтягуючих напружень σ_{cy} при згині, що виникають у цементобетонному покритті автомобільних доріг від дії навантаження.

Уточнена формула (3) з розрахунку міцності на розтяг при згині цементобетону за рахунок введення коефіцієнту морозостійкості (4).

Вперше отримано на основі чисельного моделювання аналітичну залежність для визначення розтягуючих напружень при згині, що виникають в цементобетонному покритті автомобільних доріг від дії навантаження з урахуванням різних розрахункових параметрів, а саме: модуля пружності (E), товщини плити (h), розрахункового тиску (p), діаметру кола, рівновеликого за площею відбитку колеса (D), що дозволяє уточнити загальний вираз умови міцності при розрахунку цементобетонного покриття [4] з урахуванням коефіцієнту морозостійкості. Даний метод дозволяє оцінювати міцність цементобетонного покриття автомобільних доріг різних категорій із заданою надійністю та довговічністю.

References

- 1.Radovsky, B.S. (2015) Cement concrete coverings in the USA - constructions, highways, 2015, № 2, p. 48-60. [in Ukrainian].
- 2.Radovskij, B. S. (2010) Cement concrete in the United States: Novoye Tendencii (Organizatsija and directorytion mining in the areas of cement concrete potyatnyh). «Expensive Tehnika», p. 62 – 70 [in Ukrainian].
- 3.Guidelines for the design of hard road pavement (instead of VSN 197 – 91) / Ministry of Transport of Russia, State service dor. households (Rosavtodor). М.: FGPU "Informavtodor", 2004. 135 p. [in Russia].
- 4.GBN V. 2.3-37641918-557:2016 Motorways. Hard road clothes. Design [in Ukrainian].
- 5.Onyshchenko A. M. (2016) Method of determination of coefficient of temperature trіshnostіkosti to clarify calculation of monolithic cement-concrete covering of motor roads // Highways and road construction. -no 98, p. 179 – 181 [in Ukrainian].

Список використаної літератури

- 1.Радовский Б.С. Цементобетонные покрытия в США - конструкции, автомобильные дороги, 2015, № 2, с. 48-60.
- 2.Радовский Б. С., Строительство дорог с цементобетонными покрытиями в США: новые тенденции (Организация и направления исследований в области цементобетонных покрытий). «Дорожная Техника», 2010, с. 62 – 70.
- 3.Методические рекомендации по проектированию жестких дорожных одежд (взамен ВСН 197-91)/Минтранс России, Гос. служба дор. хоз-ва (Росавтодор).- М.: ФГПУ «Информавтодор», 2004. – 135 с.
- 4.ГБН В.2.3-37641918-557:2016 Автомобільні дороги. Дорожній одяг жорсткий.
- 5.Онищенко А.М. Метод визначення коефіцієнту температурної тріщиностікості для уточнення розрахунку монолітного цементобетонного покриття автомобільних доріг / А.М. Онищенко, С.П. Возний // *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. Київ: 2016. Вип. 98. С. 179-181.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕПЛОВОГО БАЛАНСУ СВІТЛОПРОЗОРИХ
КОНСТРУКЦІЙ**

RESEARCH OF THERMAL BALANCE OF TRANSPARENT DESIGNS

**Пахолук О.А., к.т.н., доц., Чапюк О.С., к.т.н., доц., Дячук Ю.І.,
магістр (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Pakholiuk O.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Chapiuk
O.S., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Diachuk Y.I., Master
(Lutsk National Technical University, Lutsk).**

Проаналізовано розвиток нормативних документів України щодо енергоефективності стосовно євроінтеграційних процесів. Із врахуванням теплового балансу будівлі виділено ряд конструкцій та систем, які мають безпосередній вплив на цей параметр. Досліджено вплив базових параметрів світлопрозорих конструкцій у варіантах, які найчастіше зустрічаються у практиці, на їх тепловий баланс.

The energy independence of each state is one of the most important components of national and economic security. The country's ability to provide the economy and consumers with fuel and energy resources in sufficient quantities to ensure their efficient operation depends on this.

In its move to association with the European Union, Ukraine has made certain commitments under the Protocol of Accession of Ukraine to the Treaty establishing the Energy Community.

Implementing the provisions of the Energy Community, all EU directives and regulations on energy efficiency will enable Ukraine to benefit from the experience gained, reduce the time to develop national legislation and receive effective technical and financial support from the European Union and member states, open new sectors of the economy and create hundreds of thousands of new ones. jobs, providing consumers with better services at a lower price. A number of laws and by-laws have been adopted in Ukraine to implement Directive 2010/31 / EU.

Energy consumption of buildings largely depends on the parameters of the microclimate of premises and buildings in general. Temperature, ventilation and lighting parameters are used in design and operation. They also affect the health, productivity and comfort of the people in the room.

The calculation of the energy balance (difference between heat and heat loss) of the building is a serious tool for analyzing the energy efficiency of the building. Windows as the least protected from energy loss have great potential to increase energy efficiency. Therefore, it is advisable to study the energy balance of translucent structures of the building depending on their energy efficiency characteristics.

"Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві", випуск 14, 2020

Determining the energy balance of a building in Ukraine is carried out in accordance with national standards. By types, the energy balance can be divided into energy (thermal) balance of the building level and at the system level. The input data for calculating the energy balance of heating, cooling and ventilation systems are energy needs for explicit heat. The calculation method in national standards is limited to heating and cooling by apparent heat. The calculation of the energy balance was performed for each window on a monthly basis and summarized within the annual heat balances.

Ключові слова: директива ЄС, енергоспоживання, мікроклімат, енергетичний баланс.

Keywords: EU directive, energy consumption, microclimate, energy balance.

Огляд літературних джерел за вибраною темою досліджень.

Енергетична незалежність кожної держави є однією з найважливіших складових національної і економічної безпеки. Від цього залежить можливість країни забезпечити економіку та споживачів паливно-енергетичними ресурсами в кількості, достатній для того, щоб забезпечити їх ефективну діяльність.

У своєму русі до асоціації з Європейським союзом Україна взяла на себе деякі зобов'язання в рамках Протоколу [2].

«Після 20 років розробки та впровадження у ЄС трьох хвиль енергетичного законодавства накопичено чималий практичний досвід реалізації програм, які Україна мусить впровадити в значно коротший час, але за наявності незрівнянно менших ресурсів – як фінансових, так і людських. Проблема високих втрат у будівлях, що сягають 50-80%, вимагає певної пріоритетизації дій – скорочення потреби і споживання, за якими вже слід сконцентруватися на заміщенні традиційних джерел енергії альтернативним, а не навпаки» [8].

«Виконання всіх положень Енергетичного Співтовариства, директив та регламентів ЄС з енергоефективності надасть Україні можливість скористатися напрацьованим досвідом, скоротити час на розроблення національного законодавства та отримати дієву технічну та фінансову підтримку з боку Європейського Союзу та країн-членів, відкриє нові сектори економіки та створить сотні тисяч нових робочих місць, забезпечивши споживачів якіснішими послугами за нижчу ціну. Виконання наближеного законодавства Україною потребує створення спроможності з його впровадження, а отже потребує кадрового потенціалу та розуміння причин прийняття законодавчих актів і їх внутрішньої логіки» [8].

«Держенергоефективності в свою чергу відповідно до зобов'язань, взятих Україною відповідно до Угоди про асоціацію між Україною, з однієї сторони, та Європейським Союзом, Європейським співтовариством з атомної енергії і їхніми державами-членами, з іншої сторони (далі –

"Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві", випуск 14, 2020

Угода про асоціацію), а також у рамках Протоколу про приєднання до Договору про заснування Енергетичного Співтовариства, ратифікованого Законом України від 15 грудня 2010 року № 2787-VI «Про ратифікацію Протоколу про приєднання України до Договору про заснування Енергетичного Співтовариства», здійснює заходи щодо імплементації у національне законодавство вимог профільної Директиви Європейського Парламенту та Ради ЄС 2012/27/ЄС про енергетичну ефективність, яка інкорпорована в законодавство Енергетичного Співтовариства відповідно до рішення Ради Міністрів Енергетичного Співтовариства від 15 жовтня 2015 року № 2015/08/МС-EnC та Директиви Європейського Парламенту та Ради 2010/31/ЄС від 19 травня 2010 року про енергетичну ефективність будівель» [3].

На виконання Директиви 2010/31/ЄС [1] в Україні було прийнято ряд законів та підзаконних актів [4-7].

Енергоспоживання будівель значною мірою залежить від параметрів мікроклімату приміщень та будівель загалом. Параметри температури, вентиляції і освітлення використовуються при проектуванні та експлуатації. Вони також мають вплив на здоров'я та комфорт людей у приміщенні [9, 10].

Мікрокліматом приміщень називають «умови внутрішнього середовища цих приміщень, що впливають на тепловий обмін працюючих з оточенням шляхом конвекції, кондукції, теплового випромінювання та випаровування вологи. Ці умови визначаються поєднанням температури, відносної вологості та швидкості руху повітря, температури оточуючих людину поверхонь та інтенсивністю теплового (інфрачервоного) опромінення» [9].

Дані досліджень свідчать, що вартість впливу поганого мікроклімату на працівників, власників будівлі та суспільство в цілому часто є значно більшою, ніж вартість енергії для експлуатації цього ж будинку. Крім того, при недостатньому рівні комфорту люди стараються щось робити для його підвищення. Це також може мати вплив на перевитрати енергії.

Розрахунок енергетичного балансу (різниці теплонадходжень та тепловтрат) будівлі є серйозним інструментом для аналізу енергоефективності будівлі. Вікна як найменш захищені від втрат енергії мають великий потенціал до підвищення рівня енергоефективності. Тому доцільно провести дослідження енергетичного балансу світлопрозорих конструкцій будівлі в залежності від їх енергоефективних характеристик.

Методика дослідження. Визначення енергетичного балансу будівлі в Україні ведеться згідно з національними стандартами [11, 12].

За видами енергетичний баланс можна поділити на енергетичний (тепловий) баланс рівня будівлі і на рівні систем. Вхідними даними для розрахунку енергобалансу систем опалення, охолодження та вентиляції є

"Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві", випуск 14, 2020

енергопотребі за явною теплою. Методика розрахунку у національних нормах обмежена опаленням та охолодженням.

«Енергетичний (тепловий) баланс рівня зони будівлі включає наступні складові:

- трансмісійну теплопередачу між кондиціонованим об'ємом та зовнішнім навколишнім середовищем, що обумовлена різницею між температурою кондиціонованої зони та температурою зовнішнього повітря;

- вентиляційну теплопередачу (від природної вентиляції або системи механічної вентиляції), спричинену різницею між температурою кондиціонованої зони та температурою припливного повітря;

- внутрішні теплонадходження (включаючи від'ємні надходження від тепловідводу), від людей, устаткування, освітлення та теплота, що виділена або поглинута з систем опалення, охолодження, ГВП, вентиляції тощо;

- сонячні теплонадходження (які можуть бути прямими, наприклад, через вікна, або непрямыми, наприклад, поглинені непрозорими елементами будівлі);

- акумульовану теплоту в будівлі або вивільнений запас теплоти з масиву будівлі;

- енергопотребу для опалення: якщо зона опалюється, система опалення постачає теплоту для підвищення внутрішньої температури до мінімально необхідного рівня (завданого для опалення);

- енергопотребу для охолодження: якщо зона охолоджується, система охолодження відбирає теплоту для зниження внутрішньої температури до максимально необхідного рівня (завданого для охолодження)» [11].

«Місячний метод розрахунку в цьому стандарті базується на застосуванні коефіцієнта використання, в якому місячні енергопотреби для опалення розраховують, як різницю між місячною теплопередачею за рахунок трансмісії та вентиляції та місячною сумою надходжень від внутрішніх і сонячних джерел, помноженою на коефіцієнт використання надходжень» [11].

Енергопотребу для опалення при постійному опаленні для кожної зони і кожного місяця розраховують за формулою [11]:

$$Q_{H,nd} = Q_{H,nd,cont} = Q_{H,ht} - \eta_{H,gn} Q_{H,gn}$$

де $Q_{H,nd,cont}$ - енергопотреба, Вт год;

$Q_{H,ht}$ - сумарна теплопередача, Вт год;

$Q_{H,gn}$ - сумарні теплонадходження, Вт год;

$\eta_{H,gn}$ - безрозмірний коефіцієнт використання надходжень.

Енергопотребу для охолодження при постійному охолодженні для кожної зони і кожного місяця розраховують за формулою [11]:

$$Q_{C,nd} = Q_{C,nd,cont} = Q_{C,gn} - \eta_{C,ls} Q_{C,ht}$$

де $Q_{C,nd,cont}$ - енергопотреба для охолодження, Вт год;

$Q_{C,ht}$ - сумарна теплопередача, Вт год;

$Q_{C,gn}$ - сумарні теплонадходження, Вт год;

$\eta_{C,gn}$ - безрозмірний коефіцієнт використання втрат.

З огляду на те, що енергобаланс будемо визначати не для всієї будівлі загалом, а лише для світлопрозорих конструкцій і вони достатньо повітронепроникні, втрати будемо визначати як сумарну теплопередачу трансмісією через зону будівлі (в період опалення і охолодження), а надходження – як сонячні теплонадходження.

Сумарна теплопередача трансмісією розраховують для кожного місяця за формулами:

- для опалення:

$$Q_{tr} = H_{tr,adj} (\theta_{int,set,H} - \theta_c) t$$

- для охолодження:

$$Q_{tr} = H_{tr,adj} (\theta_{int,set,C} - \theta_c) t$$

де $H_{tr,adj}$ - коефіцієнт теплопередачі трансмісією, Вт/К;

$\theta_{int,set,H}$ - задана температура для опалення, °С;

$\theta_{int,set,C}$ - задана температура для охолодження, °С;

θ_c - середньомісячна температура середовища зовні, °С;

t - тривалість місяця, год.

Загальна теплопередача трансмісією буде сумою значень для періоду опалення і охолодження.

«Джерелом теплових надходжень від сонця є сонячна радіація, режим якої характерний у даній місцевості, та визначається орієнтацією сприймаючих поверхонь, постійним чи рухомих затіненням, пропусканням та поглинанням сонячної енергії й характеристиками теплопередачі сприймаючих поверхонь. Коефіцієнт, що включає характеристики та площу сприймаючих поверхонь (включно з впливом затінення), називається еквівалентною площею інсоляції» [11].

Теплонадходження від сонця для кожного місяця:

$$Q_{sol} = \left(\sum_k \Phi_{sol,mn,k} \right) t$$

де $\Phi_{sol,mn,k}$ - тепловий потік від джерела сонячного випромінювання, Вт;

t – тривалість розрахункового місяця місяця, год.

Сонячні теплонадходження через елемент будівлі:

$$\Phi_{sol,k} = F_{sh,ob,k} A_{sol,k} I_{sol,k} - F_{r,k} \Phi_{r,k}$$

"Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві", випуск 14, 2020

де $F_{sh,ob,k}$ - понижувальний коефіцієнт затінення перешкодами;

$A_{sol,k}$ - еквівалентна площа інсоляції, m^2 ;

$I_{sol,k}$ - сонячна радіація, $Вт/m^2$;

$F_{r,k}$ - коефіцієнт форми;

$\Phi_{r,k}$ - додатковий тепловий потік.

Для розрахунків було прийнято ряд вікон із найтипівішими характеристиками.

Таблиця 1

Вибрані для розрахунків вікна

	Товщина профілю, мм	Товщина склопакета, мм	Формула склопакета	Приведений опір теплопередачі вікна, ($m^2 \cdot K$)/Вт
	60	24	4-16-4	0,38
	70	40	4-14-4-14-4	0,52
	70	32	4-10-4-10-4i	0,61
	70	32	4i-10-4-10-4i	0,72
	70	40	4-14Ar-4-14Ar-4i	0,78
	70	40	4i-14-4-14-4i	0,86
	70	40	4i-14Ar-4-14Ar-4i	0,98
	80	44	4i-16Ar-4-16Ar-4i	1,03
	80	52	4i-T20Ar-4-T20Ar-4i	1,28
0	80	44	4i-16Kr-4-16Kr-4i	1,31

Розрахункові параметри вікон наведені у табл. 2.

Розрахунок теплового балансу проведено для кожного вікна помісячно і зведено в межах річних теплових балансів.

Результати. Отримані результати для всіх типів вікон зведено у табл. 3.

Висновки

1. При збільшенні товщини профіля і склопакета, додаванні напилення на скло та інертних газів у камеру їх опір теплопередачі зростає.

2. Сонячні теплонадходження залежать від кількості листів скла у склопакеті та наявності напилення на них. Географічне розташування, пора року та орієнтація за сторонами світу також впливають на цей показник.

3. Сумарна теплопередача трансмісією залежить від опору теплопередачі вікна. При збільшенні опору теплопередача зменшується. Вона буде також залежати від зовнішніх умов у період опалення та охолодження будівлі.

4. Тепловий баланс для віконних конструкцій при збільшенні опору теплопередачі зміщується у бік збільшення. При певних значеннях опору він долає відмітку 0 і набуває додатних значень. Вікна з позитивним тепловим балансом мають опір теплопередачі, який відповідає чинним нормам.

"Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві", випуск 14, 2020

Таблиця 2. Розрахункові параметри вікон

Елементи оболонки	К-сть, шт.	Розмір, м x м (ширина-висота)		Площа і елемента оболонки, м ²	Загальна площа елемента оболонки, м ²	Напряг за сторонами світу	Частка площі обрамлення	Коефіцієнт теплопередачі профіля вікна, Вт/(м ² x К)	Коефіцієнт теплопередачі склопакета, Вт/(м ² x К)	Приведений коефіцієнт теплопередачі елемента оболонки, Вт/(м ² x К)	Приведений опір теплопередачі елемента оболонки, м ² x К/Вт	Понижувальний коефіцієнт затінення
ВК1	6	1,3	2,7	3,51	21,06	Пн	0,37	1,63	3,13	2,857	0,35	0,86
ВК2	25	4,8	1,5	7,20	180	Пн	0,16	1,63	3,13	3,015	0,332	0,86
ВК1	22	1,3	2,7	3,51	77	Сх	0,37	1,63	3,13	2,857	0,35	0,86
ВК2	18	4,8	1,5	7,20	130	Сх	0,16	1,63	3,13	3,015	0,332	0,86
ВК1	6	1,3	2,7	3,51	21,06	Пд	0,37	1,63	3,13	2,857	0,35	0,86
ВК2	25	4,8	1,5	7,20	180	Пд	0,16	1,63	3,13	3,015	0,332	0,86
ВК1	18	1,3	2,7	3,51	63,18	Зх	0,37	1,63	3,13	2,857	0,35	0,86
ВК2	18	4,8	1,5	7,20	129,6	Зх	0,16	1,63	3,13	3,015	0,332	0,86

"Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві", випуск 14, 2020

Таблиця 3. Зведена таблиця теплових балансів

	Пакет	Опір	Загальні сонячні теплонадходження, кВт*год	Сумарна теплопередача трансмісією, кВт*год	Тепловий баланс, кВт*год
1	4-16-4	0,38	162 876,52	240 574,83	-77 698,31
2	4-14-4-14-4	0,52	152 018,06	175 628,77	-23 610,71
3	4-10-4-10-4i	0,61	125 957,83	150 016,26	-24 058,43
4	4i-10-4-10-4i	0,72	108 584,34	127 147,91	-18 563,57
5	4-14Ar-4-14Ar-4i	0,78	125 957,83	117 085,84	8 871,99
6	4i-14-4-14-4i	0,86	108 584,34	106 109,06	2 475,28
7	4i-14Ar-4-14Ar-4i	0,98	108 584,34	93 302,79	15 281,55
8	4i-16Ar-4-16Ar-4i	1,03	108 584,34	88 729,11	19 855,23
9	4i-T20Ar-4-T20Ar-4i	1,28	108 584,34	78 209,67	30 374,67
10	4i-16Kr-4-16Kr-4i	1,31	108 584,34	76 380,23	32 204,11



References

1. Dy`rekty`va 2010/31/ES Yevropejs`kogo Parlamentu ta Rady` vid 19 travnya 2010 r. shhodo energety`chny`x karaktery`sty`k budivel` (onovlena versiya).
2. Protokol pro pry`yednannya Ukrainy` do Dogovoru pro zasnuvannya Energety`chnogo Spivtovary`stva Rezhy`m dostupu: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/994_a27#Text.
3. Yevropejs`ka integraciya. Rezhy`m dostupu: <https://www.sae.gov.ua/uk/activity/mizhnarodne-spivrobitnytstvo/eu-integration>.
4. Zakon Ukrainy` «Pro energety`chnu efekty`vnist` budivel`».
5. Poryadok provedennya profesijnoyi atestaciyi osib, yaki mayut` namir provady`ty` diyal`nist` iz serty`fikaciyi energety`chnoyi efekty`vnosti ta obstezhennya inzhenerny`x sy`stem, zatverdzheny`j postanovoyu Kabinetu Ministriv Ukrainy` vid 26.07.2018 # 605.
6. Poryadok vedennya baz dany`x zvitiv pro rezul`taty` obstezhennya inzhenerny`x sy`stem, atestovany`x energoaudy`toriv ta faxivciv z obstezhennya inzhenerny`x sy`stem, energety`chny`x serty`fikativ, zatverdzheny`j nakazom Minregionu vid 21.03.2018 # 62.
7. Poryadok nezalezhnogo monitory`ngu energety`chny`x serty`fikativ budivel`, zatverdzheny`j nakazom Minregionu vid 18.10.2018 # 276.
8. S. Pavlyuk, R. Xorol`s`ky`j Spivrobitny`ctvo mizh Ukrainoyu ta Yevropejs`ky`m Soyuzom u sferi energoefekty`vnosti, Ky`yiv.: GO “Laboratoriya zakonodavchy`x iniciaty`v”, 2015. Rezhy`m dostupu: <https://parlament.org.ua/wp-content/uploads/2018/03/2.pdf>
9. DSN 3.3.6.042-99 Sanitarni normy` mikroklimatu vy`robny`chy`x pry`mishhen` Rezhy`m dostupu: <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/va042282-99#Text>.
10. DSTU B EN 15251:2011. Rozraxunkovi parametry` mikroklimatu pry`mishhen` dlya proektuvannya ta ocinky` energety`chny`x karaktery`sty`k budivel` po vidnoshennyu do yakosti povitrya, teplovogo komfortu, osviltennya ta akusty`ky` (EN 15251:2007, IDT).
11. DSTU B A.2.2-12:2015 Energety`chna efekty`vnist` budivel`. Metod rozraxunku energospozhy`vannya pry` opalenni, oxolodzhenni, venty`lyaciyi, osviltenni ta garyachomu vodopostachanni.
12. DSTU B EN ISO 13790:2011 Energoefekty`vnist` budy`nkiv. Rozraxunok energospozhy`vannya na opalennya ta oxolodzhennya (EN ISO 13790:2008, IDT).

Список використаної літератури

1. Директива 2010/31/ЕС Європейського Парламенту та Ради від 19 травня 2010 р. щодо енергетичних характеристик будівель (оновлена версія).

2. Протокол про приєднання України до Договору про заснування Енергетичного Співтовариства Режим доступу: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/994_a27#Text.

3. Європейська інтеграція. Режим доступу: <https://www.sae.gov.ua/uk/activity/mizhnarodne-spivrobotnytstvo/eu-integration>.

4. Закон України «Про енергетичну ефективність будівель».

5. Порядок проведення професійної атестації осіб, які мають намір провадити діяльність із сертифікації енергетичної ефективності та обстеження інженерних систем, затверджений постановою Кабінету Міністрів України від 26.07.2018 № 605.

6. Порядок ведення баз даних звітів про результати обстеження інженерних систем, атестованих энергоаудиторів та фахівців з обстеження інженерних систем, енергетичних сертифікатів, затверджений наказом Мінрегіону від 21.03.2018 № 62.

7. Порядок незалежного моніторингу енергетичних сертифікатів будівель, затверджений наказом Мінрегіону від 18.10.2018 № 276.

8. С. Павлюк, Р. Хорольський Співробітництво між Україною та Європейським Союзом у сфері енергоефективності, Київ.: ГО "Лабораторія законодавчих ініціатив", 2015. Режим доступу: <https://parlament.org.ua/wp-content/uploads/2018/03/2.pdf>

9. ДСН 3.3.6.042-99 Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/va042282-99#Text>.

10. ДСТУ Б EN 15251:2011. Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель по відношенню до якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT).

11. ДСТУ Б А.2.2-12:2015 Енергетична ефективність будівель. Метод розрахунку енергоспоживання при опаленні, охолодженні, вентиляції, освітленні та гарячому водопостачанні.

12. ДСТУ Б EN ISO 13790:2011 Енергоефективність будинків. Розрахунок енергоспоживання на опалення та охолодження (EN ISO 13790:2008, IDT).

**ТЕМПЕРАТУРНИЙ РЕЖИМ ГРУНТОВИХ МАСИВІВ
ЯК ГЕОЛОГІЧНИЙ ВПЛИВ НА ОСНОВИ БУДІВЕЛЬ**

**TEMPERATURE REGIME OF SOIL MASSIVES AS A GEOLOGICAL
INFLUENCE ON THE FOUNDING OF BUILDINGS**

**Пашинський В.А., д.т.н., проф., Пашинський М.В., к.т.н.,
Карпушин С.О., к.т.н., доц., (Центральноукраїнський національний
технічний університет, м. Кропивницький)**

**Pashynskiy V.A., Sc.D., prof, Pashynskiy M.V., PhD, Karpushyn S.O.,
PhD, associate professor (Central Ukrainian National Technical University,
Kropyvnytskyi)**

Проаналізовані результати спостережень за температурою ґрунту на 11 метеостанціях України. Розроблена методика визначення мінімальних та максимальних розрахункових значень температури ґрунту. Визначені розрахункові значення температури ґрунту для глибин до 3,2 м, проаналізовані та описані їх залежності від глибини й періоду повторюваності. Результати дослідження можуть бути використані в теплотехнічних розрахунках підземних частин будівельних об'єктів.

The study was performed in order to develop a method for determining the calculated values of the temperature of soil massives of the buildings foundations based on the results of meteorological observations, as well as analysis of their changes in depth and territory. For the analysis the generalized results of measurements of soil temperature on depth up to 3.2 m, which were carried out by deep thermometers at 11 meteorological stations from different areas of Ukraine are used.

It is established that with increasing depth, seasonal changes in soil temperature attenuate and lag behind in time from changes in air temperature and soil surface. Standard deviations of soil temperature do not have a pronounced seasonal variability, but systematically decrease with increasing depth.

The probabilistic method of determining the design values of soil temperature is developed on the basis of the description of average minima and average maxima of temperature in the form of sequences of normally distributed random variables corresponding to 12 months of the year. According to the data of 11 selected meteorological stations of Ukraine, the minimum and maximum design values of soil temperature for depths up to 3.2 m and return periods of 20...200 years have been determined. Insignificant dependence on the return periods allowed to take as calculated data the value of soil temperature, which correspond to a return period of 100 years.

Dependences of minimum and maximum design values of soil temperature on depth for 11 meteorological stations of Ukraine are described by analytical expressions of exponential type. By analyzing these expressions, it was found that at a depth of 8...13 m, the minimum and maximum design values of soil temperature approach +12...+18°C and remain unchanged throughout the year.

The obtained results allow to predict the probable limits of soil temperature change at different depths and can be used when performing thermal calculations of deep rooms and when assessing the force effect of temperature on underground structures.

Ключові слова: температура ґрунту, розрахункові значення, залежності від глибини.

Keywords: soil temperature, design values, depth dependence.

Постановка проблеми. Температура експлуатаційного середовища істотно впливає на будівлі, споруди та будівельні конструкції. Зокрема, зміни температури ґрунтового масиву, який служить основою будівлі, впливають на умови експлуатації будівельних матеріалів і температурний режим заглиблених приміщень, а також можуть викликати силові впливи на несучі конструкції. Для урахування цих впливів при проектуванні будівель необхідно проаналізувати наявні результати спостережень за температурою ґрунту на метеостанціях з різних кліматичних зон, здійснити їх імовірнісний опис, виявити закономірності зміни по глибині й по території України та встановити розрахункові значення температури ґрунту на різних глибинах.

Аналіз відомих досліджень і публікацій. Достатньо дослідженим кліматичним явищем є температура атмосферного повітря, вплив якої на будівлі та споруди відображений розрахунковими параметрами, наведеними в нормах проектування [1, 2]. В нормах [3] та в монографії [4] показано, що не менш важливим є вплив температури ґрунту на підземні частини будівель і споруд.

Температура ґрунту, як і температура повітря, систематично вимірюється на метеостанціях України. Методика цих вимірювань на глибинах до 3,2 м регламентована настановою [5]. Узагальнені результати вимірювань опубліковані в довіднику [6], де для 210 метеостанцій України та кожного з місяців року наведені статистичні характеристики таких показників: середнє значення, середній мінімум та середній максимум температури повітря; середнє значення, середній мінімум та середній максимум температури від поверхні ґрунту до глибини 3,2 м.

Закономірності зміни температури ґрунту протягом року та за глибиною аналізувалися в численних дослідженнях, результати яких опубліковані в наукових працях та увійшли до довідкової та навчальної літератури. Наприклад, в [7] показано, що сезонні коливання температури ґрунту на усіх глибинах відбуваються з періодом в один рік, але амплітуда цих коливань зменшується з глибиною за експоненціальним законом. Добові коливання температури ґрунту затухають на глибині 0,7...1,0 м.

Досить детальний аналіз закономірностей зміни середньомісячних температур ґрунту на глибинах зроблений у статті [8]. За результатами аналізу даних 14 метеостанцій України виявлені особливості сезонних змін

температури ґрунту на різних глибинах, залежності температури від глибини, а також проаналізовані зміни в часі протягом 1996...2015 років. В роботах [7, 8] також вказано, що закономірності зміни температури значною мірою залежать від фізичних і теплових характеристик ґрунту.

Попри досить добре вивчені та опубліковані загальні закономірності зміни температури ґрунтових масивів, наукові публікації та нормативні документи [1, 2] не містять розрахункових значень температури ґрунту, потрібних для проектування несучих та огорожувальних конструкцій підземних частин будівель і споруд. Розрахункові значення температури ґрунту слід встановити аналогічно розрахунковим значенням інших кліматичних навантажень і впливів [1, 2] методами теорії надійності, які враховують випадкову мінливість температур ґрунту.

Мета дослідження полягає в розробленні методики визначення розрахункових значень температури ґрунтових масивів основ будівельних об'єктів за результатами метеорологічних спостережень, а також в аналізі їх змін за глибиною й по території.

Вихідні дані та їх попередній аналіз. Для аналізу температури ґрунту на різних глибинах сформована вибіркова мережа метеостанцій, показана на рис. 1. Вибрані 11 метеостанцій розміщені в різних регіонах і відображають характер зміни температури ґрунту по території України.

За довідником [1] сформована база даних, яка для кожної з обраних метеостанцій містить статистичні характеристики температури повітря, температури поверхні та температури ґрунту на глибині 0,2 м, 0,4 м, 0,8 м, 1,2 м, 1,6 м, 2,4 м і 3,2 м. Для кожного з місяців року наведені середні значення та стандарти:

- середньомісячної температури M і S ;
- середнього мінімуму температури M_{min} і S_{min} ;
- середнього максимуму температури M_{max} і S_{max} .

Попередній аналіз метеорологічних даних виконано на прикладі середньомісячних температур ґрунту та їх стандартів на метеостанції м. Ново-Миргород Кіровоградської області. На рис. 2 зображено річний хід середньомісячних температур ґрунту та їх стандартів на поверхні та на глибинах 0,2 м, 0,8 м, 1,6 м і 3,2 м. На поверхні ґрунту, як і в повітрі, мінімальна температура спостерігається в січні-лютому, а максимальна – в липні. З ростом глибини амплітуда річних змін стає меншою, а річний хід температури відстає від змін температури повітря й поверхні ґрунту. Наприклад, на глибині 3,2 м мінімальна температура реалізується в квітні, а максимальна – в жовтні. Отже, за рахунок повільної теплопередачі через товщу ґрунту сезонні коливання температури з глибиною затухають і відстають в часі від змін температури повітря й поверхні ґрунту. Аналогічні висновки зроблені в статті [8] за результатами аналізу даних метеостанцій України.



Рис. 1. Вибіркова мережа метеостанцій України

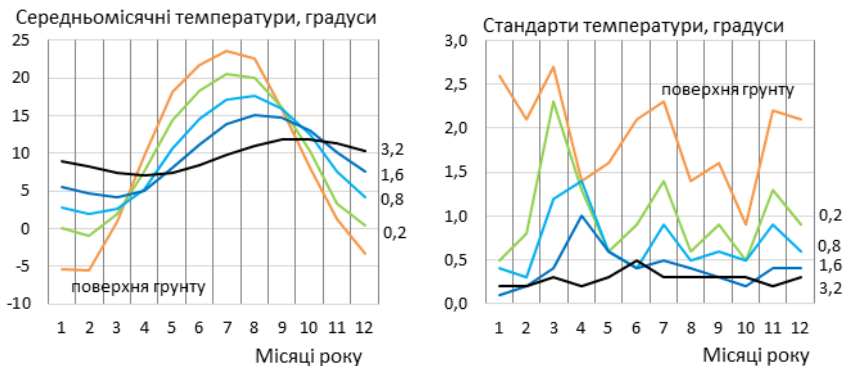


Рис. 2. Річний хід середньомісячних значень та стандартів температури ґрунту на поверхні та на глибинах 0,2 м, 0,8 м, 1,6 м, 3,2 м за даними метеостанції м. Ново-Миргород

Наведений на рис. 2 графік річного ходу стандартів середньомісячної температури ґрунту на тих же глибинах вказує на відсутність виражених сезонних змін. Протягом року стандарти змінюються досить хаотично, але систематично зменшуються з глибиною, що підтверджує затухання коливань температури ґрунту на глибині.

Зміни температури по глибині відображені на рисунку 3 для чотирьох місяців, що відображають сезони року: зиму, весну, літо та осінь. Висока температура поверхні ґрунту в липні падає з глибиною, а низька температура поверхні ґрунту в січні з глибиною росте, наближаючись до липневої температури. В жовтні поверхня ґрунту холодна, а в глибині ще зберігається літнє тепло. У квітні поверхня ґрунту вже прогрівається, а в глибині ще досить холодно. Загалом сезонна мінливість температури ґрунту стабілізується з ростом глибини, у результаті чого на значній глибині ґрунт практично не підлягає впливу сезонних коливань метеорологічних факторів і має постійну температуру, яка асимптотично наближається приблизно до $+10^{\circ}\text{C}$. Подібні закономірності виявлені також в раніше згаданій роботі [8].

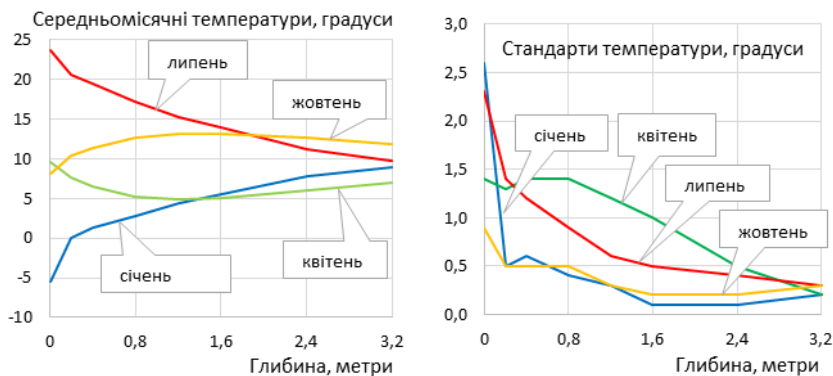


Рис. 3. Зміни середньомісячних значень та стандартів температури ґрунту по глибині за даними метеостанції м. Ново-Миргород

З рис. 3 також видно, що з ростом глибини стандарти зменшуються, вирівнюються для усіх сезонів року та асимптотично наближаються до нуля. У січні та в липні спостерігаються значні перепади між стандартами температури поверхні ґрунту та температури на глибині 0,2 м. Більша мінливість температур на поверхні ґрунту пояснюється безпосереднім контактом з повітрям та додатковим нагріванням від дії сонячної радіації.

Попередній аналіз даних інших метеостанцій вказує на аналогічні закономірності зміни температури ґрунту залежно від глибини і пори року. При цьому спостерігається помітні зміни температури повітря й поверхні ґрунту по території України.

Методика обчислення розрахункових значень температури ґрунту. По аналогії з іншими кліматичними навантаженнями та впливами [2, 4], розрахунковими будемо вважати мінімальні X_{min} та максимальні X_{max}

значення температури ґрунту, вихід за які може спостерігатися протягом однієї доби за встановлений строк служби конструкції чи період повторюваності T . Найявні дані дозволяють представити мінімальні та максимальні температури повітря у формі послідовностей з 12-ти нормально розподілених випадкових величин. Виходячи з такого імовірнісного подання, тривалість перебування температури нижче мінімального розрахункового значення X_{min} на протязі строку служби T_{min} обчислюється за формулою

$$T_{min} = 30,5 \times T \times \sum_{i=1}^{12} F(X_{min}, M_{i,min}, S_{i,min}), \quad (1)$$

де 30,5 – середня кількість днів у місяці;

$F(\dots)$ – функція нормального розподілу;

X_{min} – мінімальне розрахункове значення температури;

$M_{i,min}$ – середнє значення мінімальної температури в i -тому місяці року;

$S_{i,min}$ – стандарт мінімальної температури в i -тому місяці року.

Аналогічно визначається тривалість T_{max} перебування температури вище максимального розрахункового значення X_{max} :

$$T_{max} = 30,5 \times T \times \sum_{i=1}^{12} [1 - F(X_{max}, M_{i,max}, S_{i,max})], \quad (2)$$

де X_{max} – максимальне розрахункове значення температури;

$M_{i,max}$ – середнє значення максимальної температури в i -тому місяці;

$S_{i,max}$ – стандарт максимальної температури в i -тому місяці року.

Вважаючи, що вихід за межі розрахункових значень допускається протягом однієї доби за строк служби, прирівнюємо вирази (1) і (2) до одиниці. Чисельний розв'язок отриманих рівнянь відносно X_{min} та X_{max} дає мінімальне та максимальне розрахункове значення температури ґрунту чи повітря. Результати визначення розрахункових значень температури ґрунту на метеостанції м. Ново-Миргород для різних глибин і періодів повторюваності $T = 20 \dots 200$ років наведені в табл. 1.

З таблиці видно, що розрахункові значення температури ґрунту змінюються з глибиною та періодом повторюваності. Дані таблиці вказують на незначну залежність розрахункових значень температури ґрунту від періоду повторюваності. Починаючи з глибини 0,2 м, мінімальні розрахункові значення для $T = 20$ років і $T = 200$ років відрізняються не більше, ніж на $1,5^\circ\text{C}$, а максимальні – на $0,9^\circ\text{C}$. Це дозволяє у подальшому прийняти єдині розрахункові значення температури ґрунту для періоду повторюваності $T = 100$ років, близьким до найбільшого рекомендованого нормами [2] терміну експлуатації будівель та споруд $T_{ef} = 120$ років. Поширення прийнятих розрахункових

значень на усі інші строки служби будівель та споруд дасть незначні похибки, переважно в запас надійності.

Таблиця 1

Розрахункові значення температури ґрунту на метеостанції
м. Ново-Миргород Кіровоградської області

Глибина, м	Мінімальні розрахункові значення X_{min} при періодах повторюваності T , °C					Максимальні розрахункові значення X_{max} при періодах повторюваності T , °C				
	20	50	100	150	200	20	50	100	150	200
Повітря	-16,7	-17,5	-18,1	-18,4	-18,7	30,4	30,9	31,2	31,4	31,6
0,0	-19,4	-20,3	-21,0	-21,3	-21,6	53,2	54,2	55,0	55,4	55,7
0,2	-7,3	-7,8	-8,2	-8,4	-8,5	27,6	28,0	28,3	28,4	28,5
0,4	-5,0	-5,6	-6,1	-6,3	-6,5	24,0	24,3	24,5	24,6	24,7
0,8	-2,9	-3,4	-3,8	-4,0	-4,1	20,8	21,0	21,2	21,3	21,3
1,2	-0,2	-0,6	-0,8	-0,9	-1,0	18,3	18,5	18,6	18,7	18,7
1,6	1,5	1,2	1,0	0,9	0,9	16,3	16,4	16,5	16,5	16,6
2,4	4,1	4,0	3,9	3,8	3,8	14,5	14,6	14,7	14,8	14,8
3,2	6,1	6,0	5,9	5,9	5,8	12,9	13,0	13,0	13,1	13,1

Залежності мінімальних та максимальних розрахункових температур ґрунту від глибини наведені на рис. 4. З рис. 4 і табл. 1 видно, що розрахункові значення мінімальних і максимальних (холодної та теплої) температур на поверхні ґрунту можуть відрізнитися на 72...77°C. Настільки значні коливання температури поверхні ґрунту обумовлені нагріванням від сонячної радіації, яка робить максимальну температуру поверхні ґрунту значно вищою, ніж температура повітря влітку.

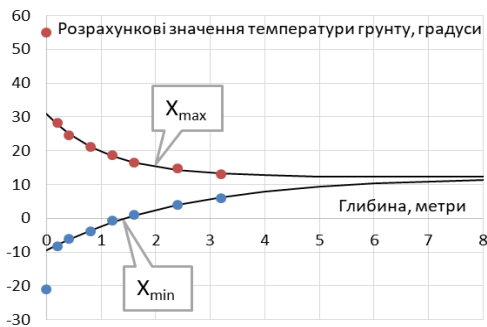


Рис. 4. Залежності розрахункових значень температури ґрунту від глибини

Значні перепади розрахункових значень температури від поверхні ґрунту до глибини 0,2 м пояснюються тим, що ґрунт діє як теплоізоляція і сильно нівелює зміни температури на поверхні. З ростом глибини розрахункові значення мінімальної й максимальної температури зближуються, і на глибині 3,2 м різниця між ними складає 7...12°C.

Залежності прийнятих розрахункових значень температури ґрунту від глибини (починаючи з 0,2 м і глибше) описані аналітичними виразами

$$t_c = a_c \exp(b_c h) + t_0 = -21,8 \exp(-0,40 h) + 12,2; \quad (3)$$

$$t_w = a_w \exp(b_w h) + t_0 = 18,7 \exp(-0,92 h) + 12,2, \quad (4)$$

де t_c і t_w – розрахункові значення мінімальної (холодної) та максимальної (теплої) температури ґрунту на глибині h , м;

a_c , a_w , b_c , b_w , t_0 – коефіцієнти, встановлені методом найменших квадратів.

Коефіцієнти формул (3) і (4) визначені за методом найменших квадратів [3] шляхом мінімізації суми квадратів відхилень теоретичних значень (3), (4) від фактичних даних з урахуванням розрахункових температур ґрунту на глибині 0,2 м і більше. Урахування в обох формулах спільного коефіцієнта t_0 забезпечує асимптотичне наближення мінімальних і максимальних розрахункових значень температури ґрунту до одного й того ж значення температури стабілізації t_0 на великій глибині.

На рис. 4 показані результати апроксимації даних метеостанції м. Ново-Миргород кривими (3), (4). З ростом глибини мінімальні та максимальні розрахункові значення (3) і (4) наближаються до температури +12,2°C. На глибині $h = 8$ м різниця між ними становить 0,9°C, а на глибині 13 м – 0,1°C. Це дозволяє вважати, що на глибині понад 8 м температура ґрунту залишається практично незмінною протягом усього року.

Розрахункові значення температури ґрунту на метеостанціях України. Розроблена методика дозволила встановити розрахункові значення температури ґрунту для усіх 11 обраних метеостанцій, а також проаналізувати та узагальнити зміни температури ґрунту на різних глибинах по території України. За даними обраних метеостанцій обчислені розрахункові значення мінімальної та максимальної температури повітря, температури на поверхні ґрунту, а також на глибинах 0,2...3,2 м для періодів повторюваності від 20 до 200 років. Залежності розрахункових значень температури ґрунту від глибини описані аналітичними виразами (3) і (4), коефіцієнти яких наведені в табл. 2. В передостанньому стовпчику табл. 2 наведені температури стабілізації t_0 , а в останньому – значення глибини стабілізації h_0 , на якій різниця мінімальної та максимальної розрахункової температури не перевищує 1°C.

З таблиці видно, що температура ґрунту на глибині асимптотично наближається до величин $t_0 = +12...+18^\circ\text{C}$. Середня температура стабілізації дорівнює +14,5°C, що загалом відповідає температурі повітря в глибоких печерах. Глибина стабілізації температури ґрунту в основному змінюється в межах $h_0 = 8...13$ м і в середньому дорівнює $h_0 = 10$ м.

Виняток складають метеостанції м. Новоград-Волинський та м. Чернігів, де температура ґрунту стабілізується на глибині близько 18 м.

Таблиця 2

Коефіцієнти формул (1) і (2) та глибина стабілізації температури ґрунту для метеостанцій України

Метеостанції України	a_c	b_c	a_w	b_w	$t_0, ^\circ\text{C}$	$h_0, \text{м}$	$h_n, \text{м}$
Артемівськ	-21,0	-0,35	19,8	-1,20	13,8	8,8	1,2
Бережани	-19,4	-0,28	16,4	-1,05	13,0	10,6	1,4
Керч	-19,1	-0,27	18,6	-0,89	16,2	10,9	0,6
Ковель	-25,4	-0,25	18,5	-2,27	18,5	12,7	1,3
Луганськ	-24,3	-0,40	23,7	-0,90	14,1	8,0	1,4
Новоград-Волинський	-15,1	-0,14	19,5	-1,36	13,0	18,9	1,1
Ново-Миргород	-21,8	-0,40	18,7	-0,92	12,2	7,7	1,4
Одеса	-22,1	-0,27	16,3	-0,66	15,6	11,6	1,3
Полтава	-23,5	-0,36	18,6	-0,98	13,2	8,7	1,6
Херсон	-23,4	-0,24	17,6	-1,09	17,2	12,9	1,3
Чернігів	-15,7	-0,16	14,9	-0,79	13,1	17,5	1,2

Отримані результати не вказують на наявність виражених закономірностей територіальної мінливості розрахункових значень температури ґрунту. Можливість територіального районування слід перевірити з використанням даних більшої кількості метеостанцій. При цьому потрібно врахувати, що здійсненню територіального районування розрахункових значень температури ґрунту може перешкодити істотний вплив теплових характеристик різних ґрунтів, характер рослинного покриву, різна експозиція схилів та інші невраховані фактори.

Дані табл. 2 дозволяють визначати мінімальні та максимальні розрахункові значення температури ґрунту на заданій глибині за формулами (3) та (4). Мінімальні розрахункові значення необхідні для виконання теплотехнічних розрахунків при проектуванні підземних приміщень. Температурні перепади між мінімальними та максимальними розрахунковими значеннями можуть використовуватися для оцінювання силових впливів температури ґрунту на підземні несучі конструкції, що контактують з ґрунтом.

У якості прикладу визначимо глибину, на якій температура ґрунту не опускається нижче $t_c = 0^\circ\text{C}$. Розв'язок рівняння (4) відносно h при значенні $t_c = 0^\circ\text{C}$ має вигляд:

$$h = \frac{\ln(-t_0/a_c)}{b_c}. \quad (5)$$

Результати обчислень за формулою (5) наведені в останньому стовпчику табл. 2. Ці дані можна вважати прогнозними значеннями глибини промерзання ґрунту в районі досліджених метеостанцій. Вони є дещо завищеними, оскільки відповідають періоду повторюваності 100 років. Окрім того унаслідок мінералізації ґрунтових вод їх замерзання може відбуватися при температурах, нижчих від 0°C, тобто на дещо меншій глибині.

Висновки та перспективи подальших досліджень

1. За результатами статистичного аналізу результатів метеорологічних спостережень на метеостанціях України підтверджені закономірності зміни середніх температур ґрунту на різних глибинах. Показано, що стандарти температури ґрунту не мають вираженої сезонної мінливості, але систематично зменшуються з ростом глибини.

2. Розроблена методика визначення мінімальних та максимальних розрахункових значень температури ґрунту з урахуванням заданого періоду повторюваності. Рекомендовано в якості розрахункових значень температури ґрунту з незначним запасом прийняти значення, що відповідають періоду повторюваності 100 років.

3. Залежності мінімальних і максимальних розрахункових значень температури ґрунту від глибини для 11-ти метеостанцій України описані аналітичними виразами. За зближенням мінімальних і максимальних розрахункових значень температури встановлено, що на глибині 8...13 м температура ґрунту стабілізується на рівні +12...+18°C.

4. Отримані результати можуть використовуватися при виконанні теплотехнічних розрахунків заглиблених приміщень та при оцінюванні силового впливу температури на підземні конструкції.

References

1. DSTU-N B V.1.1-27:2010 Zaxy`st vid nebezpechny`x geologichny`x procesiv, shkidly`vy`x ekspluatacijny`x vply`viv, vid pozhezhi. Budivel`na klimatologiya. – K., 2010. – 101 s.
2. DBN V.1.2-2:2006. Sy`stema zabezpechennya nadijnosti ta bezpeky` budivel`ny`x ob`yektiv. Navantazhennya i vply`vy`. Normy` proektuvannya. K.: Minbud Ukrainy`, 2007.
3. DBN V.2.6-31:2016: Teplova izolyaciya budivel` – K.: Ministerstvo budivny`cztva Ukrainy`, 2016. – 31 s.
4. Nagruzky` y` vozdejstvy`ya na zdany`ya y` soorzheny`ya / A.V. Perel`muter, V.N. Gordeev, A.Y`. Lantux-Lashhenko, A.V.Maxy`n`ko, V.A. Pashy`nsky`j, S.F. Py`chugy`n / Pod obshhej red. A.V. Perel`mutera. – 4-e y`zd., pererab. – M.: Y`zdatel`stvo SKAD SOFT, y`zdatel`stvo ASV, y`zdatel`stvo DShhMK Press, 2014. - 596 s.
5. Nastanova gidrometeorologichny`m stanciyam i postam. Vy`pusk 3. Chasty`na 1. Meteorologichni sposterezheniya na stanciyax. : Vy`dannya oficijne – K.: Derzhavna gidrometeorologichna sluzhba, 2011. – 280 s.

6. Kinash R.I. Temperaturnyj rezhym povityrya i g`runtu v Ukrayini / R.I. Kinash, O.M. Burnayev. – L`viv: Vy`davny`czstvo naukovo-texnichnoyi literatury`, 2001. – 800 c.
7. Zatulа V.I., Ty`tarenko L.M. Rezhym temperatury` g`runtu na gly`by`nax. / Cherkas`ky`j nacional`ny`j univerty`tet imeni Bogdana Xmel`ny`cz`kogo, 2009. – StudFiles. – [Elektronny`j resurs] Rezhym dostupu: <https://studfile.net/preview/7455426/page:27/>
8. Shven` N.I., My`tny`k T.G., Gal`perina T.O. Analiz bagatorichny`x tendencij dy`namiky` temperatury` g`runtu na gly`by`nax pid pry`rodny`m pokry`vom. Gidrologiya, gidroximiya i gidroekologiya. 2017. # 3 (46), s. 86-95
9. Ventcel` E.S. Teory`ya veroyatnostej: Uchebny`k dlya vuzov. 10-e y`zd., ster. – M.: Vysshaya shkola, 2006. – 575 s.
10. DBN V.1.2-14-2018. Sy`stema zabezpechennya nadijnosti ta bezpeky` budivel`ny`x ob`yektiv. Zagal`ni pry`ncy`py` zabezpechennya nadijnosti ta konstrukty`vnoyi bezpeky` budivel`, sporud, budivel`ny`x konstrukcij ta osnov. – K.: Minregionbud Ukrayiny`, 2018.

Список використаної літератури

1. ДСТУ-Н Б В.1.1–27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К., 2010. – 101 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2007.
3. ДБН В.2.6-31:2016: Теплова ізоляція будівель – К.: Міністерство будівництва України, 2016. – 31 с.
4. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / А.В. Перельмутер, В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лашенко, А.В.Махинько, В.А. Пашинский, С.Ф. Пичугин / Под общей ред. А.В. Перельмутера. – 4-е изд., перераб. – М.: Издательство СКАД СОФТ, издательство АСВ, издательство ДЦМК Пресс, 2014. - 596 с.
5. Настаnova гiдрометеорологiчним станцiям i постаm. Випуск 3. Частина 1. Метеорологiчні спостереження на станцiях. : Видання офiцiйне – К.: Державна гiдрометеорологiчна служба, 2011. – 280 с.
6. Кiнаш Р.І. Температурний режим повітря і ґрунту в Україні / Р.І. Кiнаш, О.М. Бурнаєв. – Львів: Видавництво науково-технiчної лiтератури, 2001. – 800 с.
7. Zatulа V.I., Titarenko L.M. Режим температури ґрунту на глибинах. / Черкаський національний університет імені Богдана Хмельницького, 2009. – StudFiles. – [Електронний ресурс] Режим доступу: <https://studfile.net/preview/7455426/page:27/>
8. Швень Н.І., Митник Т.Г., Гальперіна Т.О. Аналіз багаторічних тенденцій динаміки температури ґрунту на глибинах під природним покривом. Гiдрологiя, гiдрохiмiя i гiдроекологiя. 2017. № 3 (46), с. 86-95
9. Вентцель Е.С. Теория вероятностей: Учебник для вузов. 10-е изд., стер. – М.: Высшая школа, 2006. – 575 с.
10. ДБН В.1.2-14-2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мiнрегіонбуд України, 2018.

**АНАЛІЗ НАФТОВИХ ДОРОЖНІХ БІТУМІВ, ЩО
ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ В ДОРОЖНІЙ ГАЛУЗІ УКРАЇНИ**

**ANALYSIS OF PETROLEUM PAVEMENT BITUMENS IN THE ROAD
INDUSTRY OF UKRAINE**

Піріг Я.І., к.т.н., с.н.с. (Харківський національний автомобільно-дорожній університет, м. Харків), Галкін А.В., к.т.н., (Харківський національний автомобільно-дорожній університет, м. Харків)

Pyrig Y.I., Ph.D. in Engineering, S. Researcher (Kharkov National Automobile and Highway University, Kharkov), Galkin A.V., Ph.D. in Engineering (Kharkov National Automobile and Highway University, Kharkov)

Виконано аналіз властивостей дорожніх нафтових в'язких бітумів, що використовуються в дорожній галузі України. На основі порівняння властивостей бітумів, виготовлених нафтопереробними заводами різних країн, та встановленні відповідностей значень показників їх якості вимогам діючих в Україні національних стандартів, визначені переваги та недоліки цих в'язких. Особлива увага в роботі приділена визначенню адгезійних властивостей бітумів, які обумовлюють водостійкість та довговічність асфальтобетонних покриттів автомобільних доріг.

The government program "Big Constructing" has started in 2020. It aims construction and reconstruction of 6.5 thousand km. of automobile roads in Ukraine. More than 80 % of road pavements in Ukraine are made from asphalt concrete, and their quality mostly is a matter of properties of bitumen that was used as a component of the asphalt mixture. Taking into consideration the fact that last twenty years among 6 oil refineries that producing pavement bitumen in Ukraine left one only, most of pavement bitumen in Ukraine road industry is an import of neighbor countries. In 2020 the 516.3 thousand tones of pavement bitumen is an import, and it is in 1.64 times more than at a same period of last year. With this the amount of sources of import is growing up, and includes Italy, Greece and Turkish now. This information raises the problem of finding the quality indicators for bitumen from oil refineries of different Europe countries and their comparative analysis, which is in the aim of this research work. The bitumen from Ukraine, Belarus, Italy, Greece and Turkish, which used in pavement industry of Ukraine, is a material of presented research. All this bitumen has no certificate of conformity to DSTU 4044 standard. For all this bitumen performed evaluation of quality parameters, according with DSTU 4044 and DSTU EN 12591. It was found that with Fraas breaking temperature the several of European bitumens aren't met the requirements of DSTU 4044. Special attention is paid to finding and evaluation of structural type of bitumen and its adhesion property. With Penetration Index all European bitumen can be classified as sol-gel type with approaching to sol type. In contrast with this Ukrainian bitumen is approaching to gel type with its structure. This

difference in a type of a structure specifies the high and low temperature performance of bitumens and their temperature susceptibility. In a frame of this work adhesion is evaluated with an antistripping property for bitumen virginal and after RTFOT or TFOT hardening. Aiming the increasing in accuracy of bitumen quality evaluation and in predicting of its influence on asphalt concrete durability it is suggested to include the antistripping index (on a glass surface) bitumen after RTFOT hardening into Technical Conditions on pavement bitumen.

Ключові слова: бітум, penetрація, температура розм'якшеності, температура крижкості, зчеплюваність.

Keywords: bitumen, penetration, softening point, Fraas breaking point, resistance to stripping.

Вступ. В 2020 р. в Україні розпочато реалізацію програми «Велике будівництво», згідно з якою планується побудувати і реконструювати 6,5 тис. км автомобільних доріг. Більше 80 % автомобільних доріг в країні мають асфальтобетонне покриття, якість якого значною мірою визначається властивостями бітумів, що входять до їх складу. У зв'язку з тим, що в Україні за останні 20 років з 6 нафтопереробних заводів, які виробляли дорожній бітум, залишився лише один, велика частина бітумних в'язучих, що використовуються у вітчизняній дорожній галузі є імпортованими з країн ближнього зарубіжжя. У 2020 р. в Україні значно збільшився попит на дорожні бітуми, що привело до збільшення імпорту цього матеріалу. За даними [1] за 9 місяців цього року в країну імпортовано 516,3 тис. т бітуму, що в 1,64 рази більше ніж за аналогічний період минулого року. При цьому значно розширилась географія країн-імпортерів – поряд з поставками з Білорусі (близько 80 % всього імпорту) та Польщі, в Україну бітум почали поставляти з Болгарії, Румунії, Італії, Греції, Азербайджану, Туреччини [2]. Ще однією особливістю імпортування бітуму в цьому році стало те, що значна доля поставок відбувалась морським транспортом. Така широка географія поставок викликає занепокоєння якістю в'язучого, яка може не відповідати національним кліматичним та експлуатаційним умовам.

Аналіз публікацій. Якість будь-якої дорожньої конструкції чи виробу залежить від якості вихідних матеріалів, яка, в свою чергу, визначається вимогами до властивостей цього матеріалу. Для асфальтобетонних дорожніх покриттів визначальною, переважно, є якість бітумів та бітумних в'язучих, які поєднують вихідні кам'яні матеріали в моноліт, надаючи йому необхідні експлуатаційні властивості. У відповідності з [3 – 4] міцність, водостійкість та морозостійкість, а також стійкість проти старіння асфальтобетону залежать головним чином від властивостей та кількості бітумного в'язучого. Згідно [5], низькотемпературні властивості асфальтобетонних покриттів на 90 %

визначаються властивостями бітумів, що входять до їх складу, реологічні властивості асфальтобетону на 90 % визначаються якістю бітуму, втомні на 60 %, а колієстійкість асфальтобетону майже на 40 % залежить від якості бітумного в'язучого. В зв'язку з цим питання встановлення, нормування та підвищення якості бітумів, є актуальними.

Мета і задача дослідження. Метою виконаної роботи було встановлення та порівняльний аналіз показників якості бітумів, виготовлених нафтопереробними заводами різних країн Європи. Особлива увага приділена визначенню адгезійних властивостей прийнятих в роботі бітумів, які, в значній мірі, обумовлюють водостійкість та довговічність асфальтобетонних покриттів автомобільних доріг.

Методи та об'єкти дослідження. В якості об'єктів дослідження в роботі були прийняті бітуми, виготовлені на нафтопереробних заводах наступних країн: Україна (ПАТ «Укртатнафта»), Білорусь (ВАТ «Мозирський нафтопереробний завод» та ВАТ «Нафтан»), Греція (нафтова компанія Motor Oil Hellas), Італія (нафтогазова компанія Eni S.p.A.), Туреччина (нафтопереробний завод компанії Turgas). Для всіх прийнятих в дослідженні бітумів визначені: стандартні показники якості згідно національних стандартів ДСТУ 4044 [6] та ДСТУ EN 12591 [7]; зміна властивостей в'язучих після старіння за методом RTFOT та наведеною в ДСТУ 4044 модифікованою методикою TFOT (аналог методу старіння за ГОСТ 18180); структурно-реологічні типи в'язучих за значеннями індексів пенетрації, розрахованих за температурою розм'якшеності (IP_{Tr}) та еквіпенетраційною температурою T_{800} (температурою за якої пенетрація складає $800 \times 0,1$ мм) (IP_{T800}) [8]; зчеплюваність з поверхнею скла за температури 75 °С, згідно методики проекту стандарту, що в даний час розробляється на заміну діючого ДСТУ Б.В.2.7-81 [9]. Властивості прийнятих в роботі бітумів наведені в табл. 1.

Результати дослідження. Згідно отриманих даних всі розглянуті бітуми відносяться до марки БНД 70/100, яка в даний час є найбільш поширеною в дорожній галузі України. Слід зауважити, що всі бітуми (навіть в'язуче, що виготовлено в ПАТ «Укртатнафта») згідно паспортних даних відповідають вимогам, що пред'являються до марки 70/100 згідно ДСТУ EN 12591 [7] і жоден бітум не має паспорту на відповідність вимогам діючого в Україні національного стандарту ДСТУ 4044 [6].

Порівняння температурних характеристик бітумів з нормованими, згідно національних стандартів, вимогами свідчить про невідповідність температури крижкості бітуму, що вироблено в Італії, вимогам навіть загальноєвропейського стандарту, які є більш м'якими порівняно з нормами стандарту ДСТУ 4044 (рис. 1). Щодо відповідності вимог

ДСТУ 4044, то за показником температури крихкості нормам стандарту не відповідають бітуми, виготовлені в Італії та Греції (Ткр вище максимального нормованого значення відповідно на 7 °С та 1 °С). За температурою розм'якшеності всі бітуми відповідають нормам як ДСТУ 4044, так і ДСТУ EN 12591 (хоча Тр бітуму, що виготовлено в Туреччині, знаходиться майже на нижній нормованій в ДСТУ 4044 межі). Виходячи з встановлених значень температур крихкості та розм'якшеності, найбільш вузький інтервал пластичності (тобто умовно інтервал експлуатаційних температур асфальтобетонного покриття) притаманний бітуму, виготовленому в Італії (54,4 °С), а найбільш широкий інтервал пластичності спостерігається у бітуму, виготовленому ПАТ «Укртатнафта». Це дозволяє віднести досліджувані бітуми до різних структурно-реологічних типів, які обумовлюють різну температурну чутливість вітчизняного та європейських бітумів.

Таблиця 1

Властивості бітумів, прийнятих в дослідженні

Показники якості		Країна-виробник бітуму					
		Греція	Італія	Туреччина	Білорусь		Україна
					Мозир	Нафтан	
Пенетрація за 25 °С, 0,1 мм		85	70	90	86	90	91
Температура розм'якшеності (Тр), °С		47,4	48,4	45,1	48,6	48,8	50
Температура крихкості (Ткр), °С		-12	-6	-14	-19	-17	-22,5
Розтяжність за 25 °С (Д), см		>150	>150	121,3	94,4	>150	41,1
Індекс пенетрації за Тр		-0,55	-0,81	-1,08	-0,18	0,02	0,38
Температура Т ₈₀₀ , °С		44	44,5	44,5	48	48,5	49
Індекс пенетрації за Т ₈₀₀		-1,59	-1,93	-1,27	-0,35	-0,07	0,11
Зчеплюваність зі склом (С), %		13,1	19,7	19,2	22,9	30,2	6,0
Старіння за ТГОГ	Залишкова пенетрація, %	62,4	74,3	85,6	74,4	65,6	74,7
	Зміна Тр, °С	4,5	5	3,3	3,2	4,6	3,4
	Зміна маси після прогріву, %	0,05	-0,16	0,04	0,39	0,32	-0,04
	Температура крихкості, °С	-9	-4	-12,5	-18	-16	-19
	Розтяжність за 25 °С, см	>150	>150	>150	52,4	>150	20,9
	Індекс пенетрації за Тр	-0,61	-0,30	-0,55	-0,16	0,02	0,39
	Індекс пенетрації за Т ₈₀₀	-1,07	-2,31	-2,01	-0,49	0,04	1,11
	Зчеплюваність зі склом, %	25,1	16,6	21,6	13,1	36,0	8,9
Старіння за РГГОГ	Залишкова пенетрація, %	65,9	72,9	64,4	70,9	65,6	78,0
	Зміна Тр, °С	4,2	3,3	6,8	3,3	4,9	5
	Зміна маси після прогріву, %	0,24	-0,3	0,2	0,23	0,11	0,04
	Температура крихкості, °С	-9	-4	-13,5	-18	-15	-24
	Розтяжність за 25 °С, см	>150	>150	135,0	65,5	>150	21,3
	Індекс пенетрації за Тр	-0,55	-0,74	-0,39	-0,26	0,09	0,89
	Індекс пенетрації за Т ₈₀₀	-1,33	-2,07	-1,12	0,01	0,50	0,54
	Зчеплюваність зі склом, %	22,1	12,8	20,1	18,5	35,5	6,5

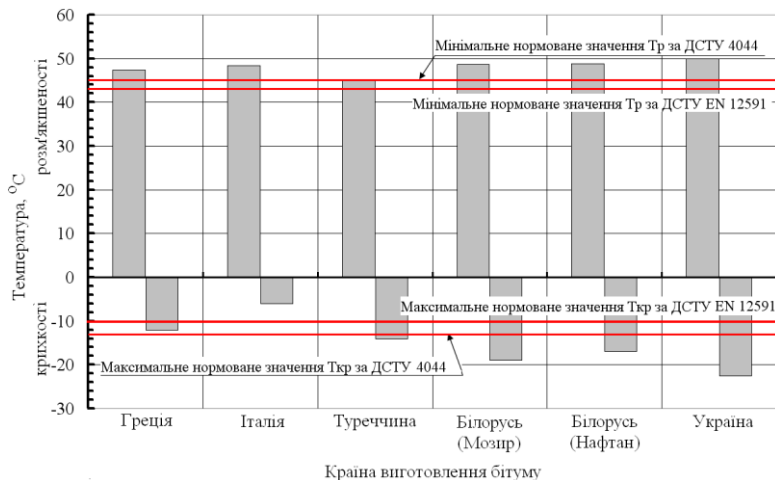


Рис. 1. Відповідність значень температур розм'якшеності та крихкості вимогам ДСТУ 4044 та ДСТУ EN 12591

Згідно розрахованих за температурою розм'якшеності значень індексів пенетрації, бітуми, виготовлені в країнах Європи, відносяться до типу «золь-гель» з наближенням до типу «золь», на відміну від бітумів, виготовлених в Білорусі та Україні, які належать до типу «золь-гель» з наближенням до типу «гель» (особливо бітум, виготовлений в ПАТ «Укртатнафта»). Для бітумів структурно-реологічного типу «золь», порівняно з бітумами типу «гель», характерними є більш низькі температури розм'якшеності, більш високі значення температур крихкості, інтенсивна зміна показників якості зі зміною температури, а також значна дуктильність (табл. 1, рис. 1) [3 – 4].

При встановленні структурно-реологічного типу в'язучих за значенням індексу пенетрації, розрахованим за температурою T_{800} (що є більш обґрунтованим та точним [10]), спостерігається значне зменшення індексу пенетрації та відповідно цьому перехід бітумів до структурного типу «золь». При цьому за значенням IP_{T800} бітуми, виготовлені в Греції та Італії, не відповідають вимогам загальноєвропейського стандарту, який обмежує нижню межу індексу пенетрації значенням мінус 1,5 (рис. 2). Ще більш істотно змінюється тип бітумів після їх старіння як за методом TFOT, так і RTFOT. При цьому структурний тип бітумів, виготовлених в країнах Європи, ще більше наближується до типу «золь», а бітумів, виготовлених в Україні та в Білорусі – до типу «гель». Це може бути пояснено як різницею в сировині, що використовується для виробництва бітуму, так і технологією його виготовлення (шляхом дистиляції – у країнах Європи, та шляхом окислення – у країнах колишнього СРСР).

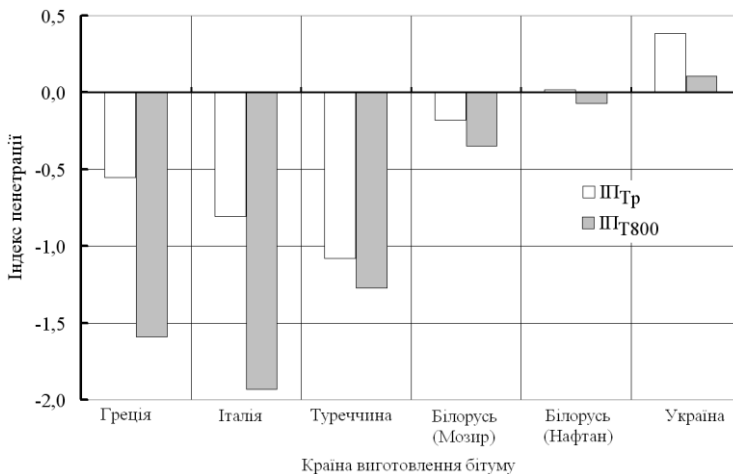


Рис. 2. Індеси пенетрації, визначені за температури розм'якшеності та еквіпенетраційній температури

За рахунок того, що європейські бітуми відносяться до структурно-реологічного типу «золь», вони характеризуються високою температурною чутливістю, тобто значною зміною властивостей зі зміною температури (рис. 3), що певним чином позначиться й на фізико-механічних показниках та температурній чутливості асфальтобетонів, виготовлених на цих в'язучих.

Свідченням відношення бітумів, що розглядаються в статті, до різних структурних типів є порівняння їх значень розтяжності, визначених за 25 °С. Бітум, виготовлений в ПАТ «Укртатнафта», що за структурно-реологічним типом наближується до типу «гель», характеризується самою низькою дуктильністю, яка є значно меншою мінімального нормованого значення за ДСТУ 4044 (табл. 1). При цьому після випробування на старіння значення розтяжності суттєво зменшуються (з 41 см до 20 см), що свідчить про схильність бітуму цього виробника до старіння. В той же час майже всі європейські бітуми мають розтяжність, яка перевищує 150 см і після випробування на старіння у бітумів, структурний тип яких наближується до типу «золь» (в'язучі, виготовлені в Греції та Італії), значення розтяжності залишаються такими ж високими, як і у вихідних бітумів.

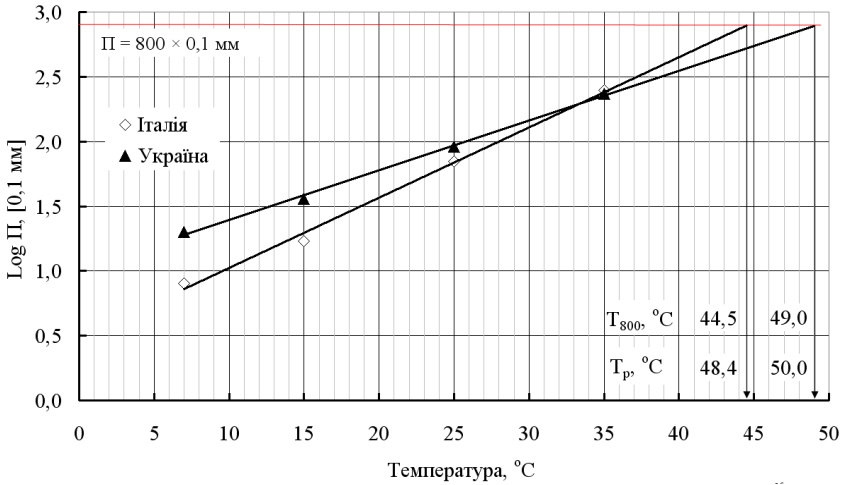


Рис. 3. Температурна чутливість бітумів, досліджуваних в роботі

Одним з найважливіших показників якості нафтових дорожніх бітумів є зчеплюваність з поверхнею кам'яних матеріалів, яка багато в чому визначає водостійкість та довговічність асфальтобетонних покриттів автомобільних доріг. Для визначення зчеплюваності бітумів, прийнятих в дослідженні, використовувався модифікований метод ДСТУ Б.В.2.7-81 [9] (змінено часові та температурні режими підготовки в'язучих до випробування; сферу застосування методу розширено на модифіковані в'язучі; в якості підкладки застосовано предметні стекла розміром 70×25 мм). Зчеплюваність визначалась шляхом витримування підготовлених зразків у дистильованій воді за температури 75°C протягом 25 хв. Отримані дані наведені в табл. 1 та на рис. 4.

За значенням показника зчеплюваності бітуми виробництва Греції та України не відповідають вимогам ДСТУ 4044. Найменша зчеплюваність спостерігається у бітуму виробництва ПАТ «Укртатнафта» (6 % проти мінімально нормованого значення в 18 %), що буде сприяти низькій водостійкості та довговічності асфальтобетонів, виготовлених на цьому в'язучому. Найбільша зчеплюваність у бітумів, виготовлених на нафтопереробних заводах Білорусі (22,9 % у бітуму, виготовленого на ВАТ «Мозирський нафтопереробний завод» та 30,2 % – ВАТ «Нафтан»), що за даними білоруських виробників досягається шляхом комбінованої технологічної схеми виготовлення в'язучих (вакуумна дистиляція сировини, окислення та компаундування продукції).

У відповідності з даними, наведеними на рис. 4, після старіння

в'язучих спостерігається значна зміна зчеплюваності (для більшості бітумів вона підвищується, при цьому після старіння за методом TFOT більше ніж після старіння за RTFOT), що пов'язано зі зміною групового складу в'язучих (збільшенням кількості асфальтенів) та підвищенням в'язкості в'язучих. Наведені дані свідчать про необхідність введення в технічні умови до дорожніх бітумів показника зчеплюваності, що буде визначатися після старіння в'язучих. Такий підхід дозволить більш об'єктивно оцінювати властивості бітумів та прогнозувати водостійкість асфальтобетонів.

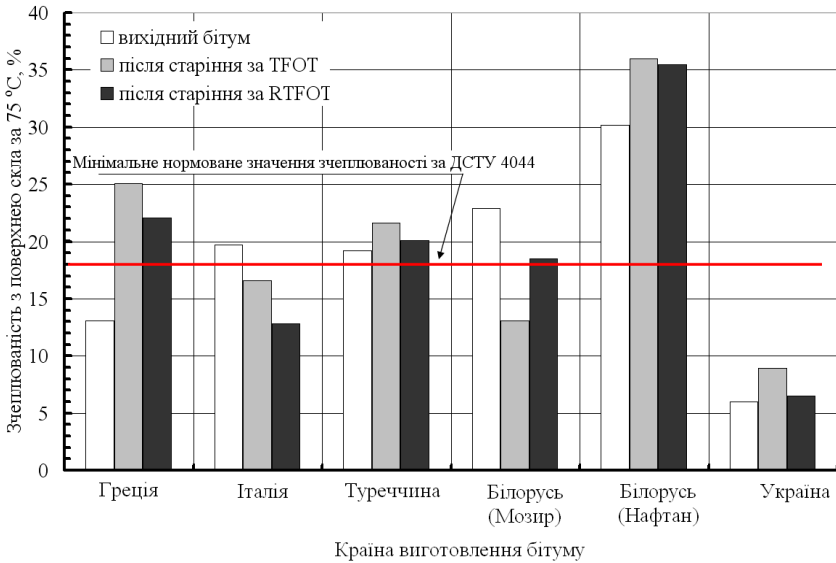


Рис. 4. Зміна зчеплюваності бітумів з поверхнею скла після старіння за різними методами

При визначенні зчеплюваності комплект випробувального устаткування було дообладнано веб-камерою. Це дало можливість відстежувати зміну зчеплюваності бітумів з часом (під час витримування зразків у дистильованій воді через рівні проміжки часу робилися знімки поверхні зразків та визначалась площа підкладки, що залишалась вкритою в'язучим). На основі отриманих даних були побудовані залежності зчеплюваності від часу витримування зразків у воді (рис. 5), які наочно ілюструють суттєву різницю між зчеплюваністю бітуму, виготовленого в ПАТ «Укртатнафта» (значно інтенсивніше зменшення зчеплюваності, яке відбувається протягом перших хвилин випробування) та іншими в'язучими.

З вищевикладеного можна зробити наступні висновки:

1. Всі нафтові дорожні в'язкі бітуми, що використовуються в дорожній галузі України, повинні проходити сертифікацію на відповідність вимогам діючого національного стандарту ДСТУ 4044:2019, який, на відміну від гармонізованого загальноєвропейського стандарту ДСТУ EN 12591, враховує кліматичні та експлуатаційні умови роботи автомобільних доріг України.

2. Значна увага при оцінюванні якості бітумів повинна приділятися визначенню їх температурної чутливості та адгезійних властивостей, оскільки саме ці показники переважним чином визначають довговічність асфальтобетонних покриттів.

3. Для підвищення об'єктивності оцінювання якості бітумів та прогностичності їх роботи в складі асфальтобетону доцільним є введення в технічні умови на дорожній бітум показника зчеплюваності з поверхнею скла, визначеного після старіння.

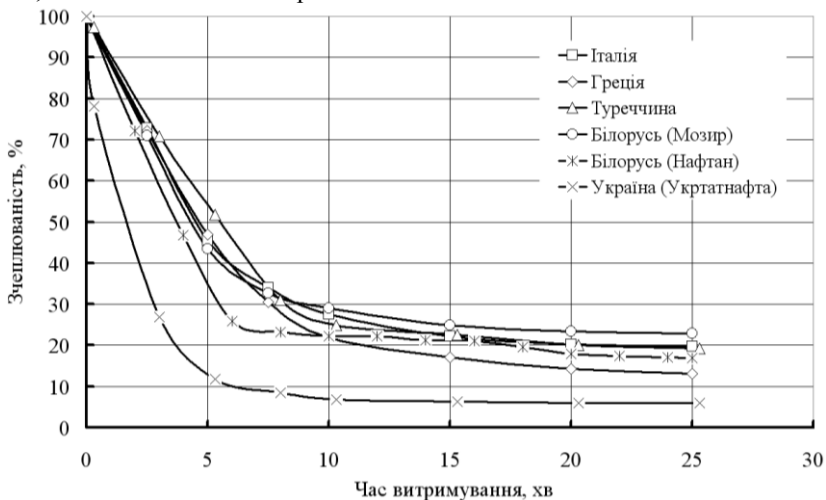


Рис. 5. Динаміка зміни зчеплюваності з часом витримування зразків у воді

References

1. Ymport by`tumov obnovy`l rekord v sentyabre. URL: <https://www.pbnh.com.ua/uk/news/ymport-byumov-obnovyl-rekord-v-sentyabre> (data zvernennya: 18.10.2020).
2. Ymport by`tuma v y`yule obnovy`l rekord. URL: <http://www.nefterynok.info/novosti/import-bituma-v-iyule-bet-ocherednoy-rekord> (data zvernennya: 18.10.2020).
3. Kolbanovskaya A. S., My`xajlov V. V. Dorozhnye bitумы. Moskva: Transport, 1973. 264 s.
4. Gun R. B. Neftyanye by`tumi. Moskva: Ху`му`ya, 1973. 432 s.

5. Advances in Interlaboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 206-ATB / M. N. Partl et al. Springer Science & Business Media, 2012. 453 p.

6. DSTU 4044:2019. Bitumy` naftovi dorozhni v'yazki. Texnichni umovy`. [Chy`nny`j vid 2020-05-01]. Vy`d. oficz. Ky`yiv: Derzhstandart Ukrainy`, 2019. 15 s.

7. DSTU EN 12591:2017 (EN 12591:2009, IDT). Bitum ta bitumni v'yazhuchi. Texnichni vy`mogy` do dorozhnix bitumiv. [Chy`nny`j vid 2010-10-01]. Vy`d. oficz. Ky`yiv: UkrNDNCz, 2017. 30 s.

8. DSTU 8859:2019. Bitum ta bitumni v'yazhuchi. Metod vy`znachennya ekvipenetracijnoyi temperatury` ta indeksu penetraciyi [Chy`nny`j z 2020-01-07]. Vy`d. oficz. Ky`yiv: UkrNDNCz. 2019. 15 s.

9. DSTU B.V.2.7-81-98. Budivel`ni materialy`. Bitumy` naftovi dorozhni v'yazki. Metod vy`znachennya pokazny`ka zcheplennya z poverxneyu skla ta kam'yany`x materialiv [Chy`nny`j vid 1999-03-01]. Vy`d. oficz. Ky`yiv: Derzhavny`j komitet budivny`czta, arxitektury` ta zhy`tlovoyi polity`ky` Ukrainy`, 1999. 5 s.

10. Pyry`g Y. Y`. O pokazatele temperaturnoj chuvstvyl`tel`nosty` by`tumov. Vestny`k Xar`kovskogo nacy`onal`nogo avtomoby`l`no-dorozhnogo uny`versy`teta. 2015. №. 69. S. 128–133.

Список використаної літератури

1. Импорт битумов обновил рекорд в сентябре. URL: <https://www.pbnh.com.ua/uk/news/ymport-byumov-obnovyl-rekord-v-sentyabre> (дата звернення: 18.10.2020).

2. Импорт битума в июле обновил рекорд. URL: <http://www.nefterynok.info/novosti/import-bituma-v-iyule-bet-ocherednoy-rekord> (дата звернення: 18.10.2020).

3. Колбановская А. С., Михайлов В. В. Дорожные битумы. Москва: Транспорт, 1973. 264 с.

4. Гун Р. Б. Нефтяные битумы. Москва: Химия, 1973. 432 с.

5. Advances in Interlaboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 206-ATB / M. N. Partl et al. Springer Science & Business Media, 2012. 453 p.

6. DSTU 4044:2019. Бітуми нафтові дорожні в'язкі. Технічні умови. [Чинний від 2020-05-01]. Вид. офіц. Київ: Держстандарт України, 2019. 15 с.

7. DSTU EN 12591:2017 (EN 12591:2009, IDT). Бітум та бітумні в'язучі. Технічні вимоги до дорожніх бітумів. [Чинний від 2010-10-01]. Вид. офіц. Київ: УкрНДНЦ, 2017. 30 с.

8. DSTU 8859:2019. Бітум та бітумні в'язучі. Метод визначення еквіпенетраційної температури та індексу пенетрації [Чинний з 2020-01-07]. Вид. офіц. Київ: УкрНДНЦ. 2019. 15 с.

9. DSTU B.V.2.7-81-98. Будівельні матеріали. Бітуми нафтові дорожні в'язкі. Метод визначення показника зчеплення з поверхнею скла та кам'яних матеріалів [Чинний від 1999-03-01]. Вид. офіц. Київ: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 1999. 5 с.

10. Пыриг Я. И. О показателе температурной чувствительности битумов. Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. 2015. №. 69. С. 128–133.

**СТАТИСТИЧНИЙ ОПИС МЕХАНІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК
СТАЛЕЙ ДЛЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

**STATISTICAL DESCRIPTION OF MECHANICAL
CHARACTERISTICS OF BUILDING STRUCTURE STEEL**

**Пічугін С.Ф., д.т.н., проф. (Національний університет
«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава)**

**Pichugin S.F., Dr. Tech. Sc., Professor (National University «Yuri
Kondratyuk Poltava Polytechnic», Poltava)**

Виконаний систематизований огляд робіт по проблемі статистичного опису механічних характеристик будівельних сталей. Одержана узагальнена інформація щодо статистичних параметрів межі текучості та тимчасового опору сталей за період з 40-х років ХХ сторіччя до теперішнього часу.. Ці дані призначені для використання у чисельних розрахунках надійності конструкцій. Проаналізовані тенденції змін норм проектування сталевих конструкцій у частині забезпечення нормативних і розрахункових опорів сталей та залучення до цього дослідних статистичних даних.

The strength of steel is a crucial parameter of the load-bearing capacity of metal structures. Therefore, an objective assessment of the strength of steel is of great importance for ensuring and calculating the reliability of structures and the proper justification of design standards. The yield strength and other mechanical characteristics of modern steels have a statistical variance, which is well described by normal law, which has been repeatedly confirmed by test data of steel samples. The undoubted relevance of regular statistical studies of steel strength is linked to the constant revision of design standards. Factory tests of steel strength are performed for many years on a large scale, creating a significant array of statistical information. However, there is no common information database for these data. Some of them have been published in various scientific and technical journals, collections of articles, conference proceedings. Access to these publications is difficult. The translation into electronic form has taken place only for publications published after 2000. The article contains a systematic review of publications in leading scientific and technical journals on the problem of statistical description of the strength of construction steels. The main attention is paid to the selection of statistical strength characteristics of steels of different periods, such as mathematical expectation, standard deviation (standard), coefficient of variation, etc. The analysis confirmed the high security of normative and design resistances of rolling profiles made of low-carbon steel brands St3ps and St3sp. In most cases, the requirement to ensure the values of the normative resistance of building materials with a probability of 0.95 for steel grade St3 is met. It is shown that the provision of the design resistances of rolled steel from St3sp and St3ps steels is always higher than the probability of 0.999. The statistical

data of mechanical tests results of low-alloy construction steels 14G2, 10G2S1, 15 HSND, 10 HSND and high-strength steels are given. Thermomechanical hardened steels of high purity can be attributed to the third generation of construction steels and used in building metal structures of the most responsible and unique structures. The data presented in the article are intended for use in numerical calculations of structural reliability. In addition, the evolution of design standards for steel structures is analyzed in the sense of justification of normative and design resistances and the involvement of experimental statistics.

Ключові слова: міцність сталі, межа текучості, тимчасовий опір, нормативний опір, розрахунковий опір, коефіцієнт однорідності.

Keywords: strength of steel, yield strength, temporary resistance, normative resistance, design resistance, coefficient of homogeneity.

Вступ. Міцність сталі – це вирішальний параметр несучої здатності будівельних металевих конструкцій. Тому об’єктивне оцінювання міцності сталі має велике значення для забезпечення і розрахунку надійності конструкцій та належного обґрунтування норм проектування. Відомо, що процес виплавки сталі є досить складним і не ідеально контрольованим (висока температура, час процесу плавки, вміст легуючих домішок тощо). Згодом при прокатці відбувається обтискання металу, роздрібнення зерен і різна їхня орієнтація вздовж і поперек прокату, що впливає на механічні властивості металу. На властивості сталі впливають також температура прокатки і подальше охолодження. Крім того, при збільшенні товщини прокату механічні характеристики металу понижуються. При наявності таких численних факторів, що впливають на міцність сталі, цілком природно, що показники міцності мають певну змінність, наочне уявлення про яку дають статистичні криві розподілу різних характеристик сталі. Межа текучості та інші механічні характеристики сучасних сталей мають статистичний розкид, який добре описується нормальним законом, що було неодноразово підтверджено даними випробування зразків сталі. Тому безсумнівна актуальність регулярних статистичних досліджень міцності сталі в ув’язці з постійним переглядом норм проектування.

Аналіз результатів досліджень і публікацій. Вихідні дані щодо механічних характеристик сталі одержуються у результаті стандартних приймальних випробувань зразків виплавлених сталей у лабораторіях металургійних заводів. Основне призначення цих даних – оцінювання якості і бракування некондиційної металургійної продукції. Крім того, статистичні результати випробування сталей використовуються при складанні і перегляді норм проектування. Особливо цей процес активізувався з введенням методики розрахунку за граничним станами [1,2]. Статистичному опису механічних характеристик сталі, зокрема її

міцності, присвячені численні публікації вітчизняних дослідників, починаючи з 40-х років минулого століття [3 – 16]. Активно обговорюють цю проблему закордонні фахівці [17 – 20]. Достовірні статистичні параметри міцності стали особливо потрібні для оцінювання надійності металевих конструкцій. На цьому наголошується, зокрема, у публікаціях, підготовлених науковою школою «Надійність будівельних конструкцій» Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» [21 – 24].

Заводські випробування міцності сталі виконуються багато років у великих масштабах, створюючи значний масив статистичної інформації. Однак відсутня загальна інформаційна база цих даних. Деякі з них опубліковані у різноманітних науково-технічних журналах, збірниках статей, матеріалах конференцій. Доступ до цих видань утруднений, тим більше що в деяких установах почали знищувати паперові журнали минулих років, мотивуючи переходом на електронні видання. Однак у реальності переведення в електронну форму відбулося поки тільки для видань, що вийшли після 2000 р.

Мета і задачі дослідження. Стаття містить систематизований огляд публікацій у ведучих науково-технічних журналах по проблемі статистичного опису міцності будівельних сталей. Головна увага приділяється вибірці статистичних характеристик міцності сталей різного періоду, таких як математичне сподівання, середньоквадратичне відхилення (стандарт), коефіцієнт варіації та ін. Ці дані призначені для використання у чисельних розрахунках надійності конструкцій. Крім того, прослідковується еволюція норм проектування сталевих конструкцій у частині змін призначення нормативних і розрахункових опорів та залучення до цього дослідних статистичних даних.

Основний матеріал та результати. Змістом статті є упорядкований огляд публікацій таких науково-технічних журналів, як «Промислове і цивільне будівництво» (раніше «Будівельна промисловість» та «Промислове будівництво»), «Промислове будівництво та інженерні споруди», «Будівельна механіка і розрахунок споруд», «Вісті ВНЗ. Будівництво та архітектура», «Будівельні матеріали», «Автоматичне зварювання» та ін. Огляд складений за період з 40-х років ХХ сторіччя по теперішній час. У паперовому варіанті в основному пророблялися журнали, видані до 2000 р., що знаходилися у науково-технічній бібліотеці Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», одному із найповніших книжкових сховищ в Україні. Інформація щодо пізніших видань, переведених у цифрову форму, зібрана з електронних бібліотек та електронних версій журналів.

Маловуглецева сталь Ст3. Статистичні дослідження міцності маловуглецевої сталі були започатковані ще до Другої світової війни В.В. Кураєвим під керівництвом проф. М.С. Стрілецького [1]. На їх основі було встановлено мінімальне значення межі текучості і допустиме напруження для сталі марки Ст3 $[\sigma]=1600$ кг/см².

З переходом у 1955 р. розрахунку сталевих конструкцій на методикау граничних станів були введені НІТУ 121-55 «Норми і технічні умови проектування сталевих конструкцій». Для сталі марки Ст3 у цих нормах був введений нормативний опір $R^H=2400$ кг/см², що дорівнювався бракувальному мінімуму при приймальних випробуваннях зразків сталі за відповідним ГОСТом. Можливість відхилення міцності від нормативного опору у менший бік внаслідок вибіркової контролю та змінності розмірів прокату враховувалося коефіцієнтом однорідності $k=0,9$. Розрахунковий опір на розтяг, стиск і згин визначався як $R=kR^H=0,9 \cdot 2400=2100$ кг/см². Розрахунковий опір дорівнював мінімальному ймовірному значенню межі текучості сталі, який визначався як

$$R = \bar{\sigma}_T - 3\hat{\sigma}_T, \quad (1)$$

де $\bar{\sigma}_T$ і $\hat{\sigma}_T$ – математичне сподівання і середньоквадратичне відхилення (стандарт) межі текучості.

Розрахунковий опір визначався на основі статистичної обробки 6 тис. результатів заводських випробувань сталі марки Ст3 різних заводів. [2].

У 60-і роки минулого століття у металургійній промисловості відбулися істотні зміни в виробництві маловуглецевої сталі: розвинулася киснево-конвертерна виплавка, освоєні нові схеми розкислення (напівспокійна сталь), зросла потужність мартенівських печей, збільшилася вага злитка. Це відобразилося у наступному виданні норм СНіП II-В.3-62 «Сталеві конструкції. Норми проектування». В них введені два розрахункових опори – за межею текучості $R=2100$ кг/см² (як раніше) і за тимчасовим опором $R_p=2600$ кг/см². Виділені окремо мартенівська і конвертерна сталі, а також ступені розкислення сталі: спокійна (сп), кипляча (кп) і напівспокійна (пс).

Згаданий розвиток металургійної технології та перегляд норм проектування здійснили певний вплив на механічні властивості сталей. Тому ЦНДІБК провів статистичну обробку результатів приймальних випробувань мартенівської товстолистової сталі Ст3 по ГОСТ 380-60 товщиною 2 – 60 мм на трьох металургійних заводах: Магнітогорському металургійному комбінаті (ММК), Комунарському металургійному заводі і металургійному заводі ім. Ілліча (Маріуполь) [4]). Одержані результати

наведені у табл. 1. Дані дослідження показали, що механічні властивості прокатної маловуглецевої сталі Ст3 у зазначені роки помітно знизилися (особливо за межею текучості і ударною в'язкістю). Тому був зроблений висновок, що методика приймальних випробувань стали того часу (особливо визначення межі текучості) потребувала суттєвого поліпшення.

З наведеними у табл. 1 даними ув'язуються опубліковані дещо раніше результати статистичної обробки результатів механічних випробувань сталі ВСт3 різних металургійних підприємств [3]:

- межа текучості: $\bar{\sigma}_y = 281,0$ МПа; $\hat{\sigma}_y = 23,4$ МПа; $\sigma_{y \max} = 350,0$ МПа;
- межа міцності: $\bar{\sigma}_u = 456,4$ МПа; $\hat{\sigma}_u = 216$ МПа; $\sigma_{u \max} = 520,0$ МПа.

Таблиця 1

Статистичні дані щодо механічних характеристик листової сталі Ст3

<i>Межа текучості</i>				
Сталь	Дата, джерело	$\bar{\sigma}_y$, МПа	$\hat{\sigma}_y$, МПа	V_y , %
Ст3кп	1968 р [4]	284,1 – 310,7	21,9 – 25,7	7,55
	1980 р [7]	266,0	29,0	10,9
Ст3пс	1968 р [4]	293,6 – 312,2	21,5 – 26,8	7,30
	1980 р [7]	265,0 – 289,0	25,0 – 30,0	9,9
Ст3сп	1968 р [4]	232,6 – 294,0	15,9 – 25,9	5,8 – 9,1
	1980 р [7]	268,0 – 294,0	22,0 – 27,0	8,7
<i>Межа міцності</i>				
Сталь	Дата, джерело	$\bar{\sigma}_u$, МПа	$\hat{\sigma}_u$, МПа	V_u , %
Ст3кп	1968 р [4]	422,4 – 433,0	23,4 – 29,1	5,83
	1980 р [7]	410,0	30,0	7,32
Ст3пс	1968 р [4]	441,8 – 436,0	20,6 – 27,1	4,75
	1980 р [7]	420,0 – 437,0	25,0 – 27,0	6,07
Ст3сп	1968 р [4]	417,0 – 459,0	19,2 – 23,4	5,54
	1980 р [7]	433,0 – 440,0	20,0 – 25,0	5,15
<p><i>Позначення:</i> $\bar{\sigma}_y, \hat{\sigma}_y, V_y$ – відповідно середнє значення, стандарт, коефіцієнт варіації межі текучості; $\bar{\sigma}_u, \hat{\sigma}_u, V_u$ – те ж межі міцності (тимчасового опору).</p>				

Відомо, що у випадках, коли результати контрольних випробувань відповідають нормам ГОСТ і ТУ, споживач може одержати метал із значеннями міцнісних характеристик нижче нормативних опорів. У статті [5] виконаний ймовірнісний аналіз цих відхилень, які враховуються у нормах коефіцієнтом однорідності (коефіцієнтом надійності за матеріалом).

Готуючи черговий перегляд норм сталевих конструкцій, у кінці 70-х років ЦНІДБК провів масштабне оброблення даних 26 тис. приймальних випробувань сталі Ст3 (публікація 1980 р [7]), результати якого частково наведені у табл. 1. Вони в цілому відповідають результатам раніше виконаних випробувань і підтверджують менший статистичний розкид даних щодо межі міцності у порівнянні з межею текучості. Одержаний масив статистичної інформації був ув'язаний з основними положеннями розрахунку сталевих конструкцій за граничними станами. Зокрема, було проведено оцінювання імовірнісної забезпеченості нормативних і розрахункових опорів сталі Ст3 (табл. 2).

Таблиця 2

Забезпеченість нормативних і розрахункових опорів сталі Ст3

Про- філь	Сталь	Нормативний опір		Розрахунковий опір			
		$P(R_{yn})$	$P(R_{un})$	За межею текучості		За межею міцності	
				γ_y	$P(R_y)$	γ_u	$P(R_u)$
Лист	Ст3кп	0,893	0,841	1,94	0,974	5,00	≈ 1
	Ст3пс	0,894- 0,991	0,929- 0,989	1,97- 3,12	0,976- 0,9986	5,92- 7,07	≈ 1
	Ст3сп	0,921- 0,998	0,984- 0,996	2,15- 3,82	0,984- 0,9999	6,96- 8,65	≈ 1
Сталь куто- ва	Ст3кп	0,989	0,913	3,09	0,999	5,65	≈ 1
	Ст3пс	0,999	0,985	4,05	0,99997	7,72	≈ 1
	Ст3сп	0,999	0,993	3,92	0,9998	7,07	≈ 1
Шве- лери, балки	Ст3кп	0,999	0,985	4,04	0,99997	7,95	≈ 1
	Ст3пс	0,9999	0,9996	5,24	≈ 1	8,95	≈ 1
	Ст3сп	0,9999	0,999	5,67	≈ 1	6,46	≈ 1

Позначення: γ_y, γ_u – нормовані відхилення розрахункових опорів від середніх значень (характеристики безпеки)

Аналіз даних табл. 2 дозволив обґрунтувати наступні висновки:

- невисокою є забезпеченість нормативних опорів листового прокату товщиною до 10 мм із сталей Ст3пс і Ст3кп, що пояснюється істотною часткою менш міцної рулонної сталі;
- висока забезпеченість нормативних опорів R_{yn} і R_{un} кутової сталі, швелерів і балок зі сталі марок Ст3пс і Ст3сп;

- вимога про забезпеченість значень нормативних опорів будівельних матеріалів з ймовірністю 0,95 для сталі Ст3 в більшості випадків виконується;
- більш високою є забезпеченість значень розрахункових опорів за межею міцності, для яких забезпеченість у всіх випадках близька до $P \approx 1,00$, а характеристика безпеки $\gamma = 5 - 9$;
- забезпеченість розрахункових опорів профільного прокату із сталей Ст3сп і Ст3пс завжди вище ймовірності 0,999, при цьому характеристика безпеки $\gamma = 4 - 6$. Тому ЦНДІБК запропонував підвищити розрахункові опори ВСт3сп до 230 МПа і ВСт3кп до 220 МПа, що було реалізовано при переробленні норм проектування.

У новому виданні норм СНіП II-23-81 «Сталеві конструкції» для сталі Ст3 були введені дві групи міцності (за пропозицією Інституту електрозварювання імені Є.О. Патона), марки замінені на класи (сталь Ст3 була віднесена до класів С235, С245 і С255 в залежності від ступені розкислення і груп міцності), введена диференціація в залежності від виду прокату (листовий або фасонний) і товщини профілів. Для переходу від нормативного опору до розрахункового замість коефіцієнту однорідності тепер застосовувався коефіцієнт надійності за матеріалом γ_m :

$$R_y = R_{yn} / \gamma_m ; \quad R_u = R_{un} / \gamma_m , \quad (2)$$

де R_{yn}, R_{un} – нормативні опори відповідно за межею текучості і тимчасовим опором; R_y, R_u – аналогічні розрахункові опори.

Обґрунтовані статистично нові коефіцієнти надійності за матеріалом несуттєво відрізняються від одиниці: $\gamma_m = 1,025 - 1,100$.

Стаття співробітників ЦНДІБК [8] підвела підсумки перших років впровадження СНіП II-23-81, яке призвело до суттєвої економії сталі у будівництві. Наступні видання норм України ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» і Росії СП 16.13330.2017 «СНіП II-23-81*» не відрізняються принципово від СНіП II-23-81 у частині нормування міцності будівельних сталей [16].

За останній період розширилося застосування легких тонкостінних сталевих конструкцій. При цьому було встановлено, що холодне формування сталевих профілів призводить до їх зміцнення. Для виявлення його була виконана статистична обробка результатів випробувань зразків з двох сталей [9]. Отриманий фактор зміцнення добре описується нормальним законом і має наступні параметри:

- $14Г2 - \bar{m} = 1,17, \hat{m} = 0,082, V = 6,4\%$;
- $ВСт3сп - \bar{m} = 1,31, \hat{m} = 0,066, V = 5,0\%$.

Низьколеговані сталі. Невипадково, що статистичні дослідження властивостей маловуглецевої сталі звичайної міцності були самими масштабними. За даними на кінець 80-х років для виготовлення будівельних сталевих конструкцій використовувалися 80% прокату саме такої сталі з межею текучості до 245 МПа. Низьколеговані сталі підвищеної міцності з межею текучості 325 – 345 МПа складали 15 %, прокат сталей високої міцності з межею текучості не менше 390 МПа – всього 5% [8]. Тому актуальним було розгортання досліджень саме сталей підвищеної та високої міцності.

Ще у післявоєнні 1955 – 1957 рр. Челябінський завод металоконструкцій виконав масштабні статистичні механічні випробування природно-легованої сталі НЛ2 (15ХСНД) (30 тис. т), поставленої ММК, Кузнєцьким металургійним комбінатом (КМК), Нижньо-Тагильським металургійним заводом (НТМЗ) та заводом імені Дзержинського [10]. Розподіл межі текучості сталі НЛ2 був добре описаний нормальним законом із характеристиками $\bar{\sigma}_y = 382,0$ МПа; $\hat{\sigma}_y = 27,3$ МПа. Автор публікації, відомий фахівець Б.І. Беляєв підрахував за авторською методикою коефіцієнт однорідності $K_{cp} = 0,757$ з урахуванням мінусових допусків на розміри перерізів прокатних профілів, що дало наступне значення розрахункового опору сталі НЛ2 (15ХСНД):

$$R = K_{cp} \bar{\sigma}_y = 0,767 \cdot 382 \approx 290 \text{ МПа.}$$

Тому був зроблений обґрунтований висновок, що прийнятий у тодішніх нормах НіТУ 121-55 розрахунковий опір 290 МПа знаходиться у повній відповідності із фактичними механічними властивостями сталі НЛ2. Разом з цим Б.І. Беляєв піддав критиці систему бракування цієї сталі, оскільки тодішній бракувальний мінімум 340 МПа знаходився на відстані 1,43 стандарту від середнього значення, що призводило до ймовірного бракування 7,6% сталі. Тому автором статті було запропоновано прийняти бракувальний мінімум на рівні 3 стандартів, тобто $382 - 3 \cdot 27,3 = 300$ МПа.

У середині 60-х років була виконана статистична обробка результатів механічних випробувань низьколегованих будівельних сталей 14Г2, 15 ХСНД, 10 ХСНД у кількості відповідно 225, 575 і 507 заводських випробувань на ММК, НТМЗ, КМК, Орсько-Халіловському (ОХМК) та інших металургійних підприємствах [3]. Одержані результати зведені у табл. 3, дані якої щодо сталі 15ХСНД відрізняються від попередніх [10] більшим стандартом – 34,5 МПа у порівнянні з 27,3 МПа при однакових середніх значеннях.

Таблиця 3

Статистичні дані щодо механічних характеристик низьколегованих сталей

Марка сталі	Межа текучості σ_y , МПа			Межа міцності σ_u , МПа		
	$\bar{\sigma}_y$	$\hat{\sigma}_y$	$\sigma_{y \max}$	$\bar{\sigma}_u$	$\hat{\sigma}_u$	$\sigma_{u \max}$
14Г2	398,8	36,0	510,0	552,0	38,6	670,0
15ХСНД	389,2	34,5	500,0	562,4	30,0	660,0
10ХСНД	458,7	37,6	580,0	597,5	34,6	710,0

Детальне статистичне дослідження низьколегованої сталі 10Г2С1 провів у кінці 60-х років Б.Ю. Уваров на металургійному заводі імені Ілліча (Маріуполь) [11]. Досліджувалися листи товщиною 26 – 119 мм, кількість зразків складала 1200. Криві розподілу механічних характеристик були близькі до нормальних з невеликою асиметрією.

Було виявлено зменшення механічних характеристик сталі зі збільшенням товщини листа. Ця загальна тенденція була описана наступними рівняннями регресії:

- для середніх значень:

$$\bar{\sigma}_y = 41,3 - 0,085\delta; \bar{\sigma}_u = 56,5 - 0,039\delta; \bar{\delta}_5 = 27,7 - 0,019\delta;$$

- для стандарту:

$$\hat{\sigma}_y = 2,67 - 0,006\delta; \hat{\sigma}_u = 2,70 - 0,014\delta; \hat{\delta}_5 = 2,29 - 0,007\delta.$$

У наведених формулах напруження σ в кг/мм²; товщина δ в мм; відносне видовження δ_5 у %.

Стандарти межі текучості і міцності зі збільшенням товщини зменшуються внаслідок вирівнювання механічних властивостей при повільному охолодженні більш товстих листів.

Коефіцієнт однорідності визначався звичайним чином

$$k = \frac{1 - \gamma \sqrt{V_y^2 + V_f^2}}{1 - \gamma^2 V_f^2}, \quad (3)$$

де γ – коефіцієнт безпеки (прийнятий в нормах рівним 3); V_y – коефіцієнт варіації межі текучості; $V_f = 0,043$ – коефіцієнт варіації за площею.

Після підстановки в формулу числових значень було обчислено коефіцієнт однорідності $k = 0,79$. За рівнянням лінії регресії була одержана формула для розрахункового опору

$$R = 32,6 - 0,068\delta.$$

Було показано, що при збільшенні товщини листа на кожні 15 мм розрахунковий опір зменшується на 10 МПа. Це було враховано у табл. 4. Рекомендований розподіл листового прокату на групи, більш вузькі ніж у нормах, міг дати певний економічний ефект, але не був повністю впроваджений.

Таблиця 4

Рекомендовані розрахункові опори листової сталі 10Г2С1

Товщина, мм	До 38	39 – 52	53 – 68	69 – 82	83 – 98	99 – 110
R , МПа	300	290	280	270	260	250

На початку 80-х років фахівці Московського інженерно-будівельного інституту (МБІ) провели статистичні дослідження високоміцних сталей [12]. Дані щодо сталі 12ГН2МФАЮ класу міцності С70/60 були одержані за результатами приймально-здавальних випробувань на ОХМК, обсяг вибірки – 4 тисячі випробувань. Випробовувався листовий прокат завтовшки 12 – 40 мм. Одержані результати: середнє значення межі текучості $\bar{\sigma}_y = 710,4$ МПа; межі міцності $\bar{\sigma}_u = 806,4$ МПа; середнє відносне видовження $\bar{\delta}_5 = 16,11\%$. Сталь всередині партії неоднорідна (випробувані 327 партій): стандарт розподілу властивостей всередині партії в частках стандарту генерального розподілу становить: 0,53 за межею текучості і 0,48 за межею міцності. Досліджений прокат задовольняє вимогам для сталі класу С70/60: $\sigma_y \geq 60$ МПа; $\sigma_u \geq 70$ МПа; $\delta_5 \geq 12\%$. За результатами випробувань високоміцну сталь марки 12ГН2МФАЮ можна вважати перспективною для відповідальних зварних металоконструкцій, що працюють під динамічними навантаженнями і експлуатуються при негативних температурах нижче -40°C .

Статистичний аналіз властивостей нової високоміцної сталі з нітридним зміцненням марки 16Г2АФ був виконаний на ОХМК на базі вибірки з 6,5 тисяч випробувань [13]. Випробувався листовий прокат товщиною 10 – 40 мм. Сталь у нормалізованому стані мала середнє значення межі текучості $\bar{\sigma}_y = 470$ МПа; межі міцності $\bar{\sigma}_u = 650$ МПа. Термічно оброблена сталь мала дещо вищі характеристики – середнє значення межі текучості $\bar{\sigma}_y = 550$ МПа; межі міцності $\bar{\sigma}_u = 680$ МПа. Сталь всередині партії неоднорідна (випробовувалися 816 партій): стандарт розподілу властивостей нормалізованої сталі всередині партії в частках стандарту генерального розподілу становить: 0,518 за межею текучості і 0,607 за межею міцності. Був зроблений висновок, що

розроблена сталь як по міцності, так і по пластичним характеристикам відповідає вимогам, що пред'являються до сталей високої міцності.

У публікаціях останніх років описані нові високоміцні стали великої товщини [14, 15]. Прокат сталей С345, С375, С390 і С440 володіє високими інженерними властивостями і хорошою зварюваністю. Термомеханічні зміцнені стали високої чистоти можуть бути віднесені до третього покоління будівельних сталей і застосовуватися в будівельних металоконструкціях найбільш відповідальних і унікальних споруд.

Висновки. Виконаний систематизований огляд робіт по проблемі статистичного опису міцності будівельних сталей. Головна увага приділена вибірці статистичних характеристик міцності маловуглецевих та низьколегованих сталей за 80-річний період часу, таких як математичне сподівання, середньоквадратичне відхилення (стандарт), коефіцієнт варіації та ін. Ці дані призначені для використання у чисельних розрахунках надійності конструкцій. Проаналізована еволюція норм проектування сталевих конструкцій у частині змін призначення і забезпечення нормативних і розрахункових опорів та залучення до цього дослідних статистичних даних щодо міцності сталей.

References

1. Streletskiy N.S. K voprosu opredeleniya dopuskayemykh napryazheniy // Stroitel'naya promyshlennost'. – 1940. – №7. – S. 28 – 35.
2. Baldin V.A. Raschet stal'nykh konstruksiy po predel'nykh sostoyaniyam // Materialy mezhdunarodnogo soveshchaniya po raschetu stroitel'nykh konstruksiy (Moskva, dekabr' 1958 g.). – M.: Gosstroyizdat, 1961. – S. 221 – 233.
3. Chernova M.P. Statisticheskiye issledovaniya nekotorykh tekhnologicheskikh svoystv stroitel'nykh staley // Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo i arkhitektura. – 1965.– № 9. – S. 3 – 9.
4. Sokolovskiy P.I. Kachestvo sovremennoy malouglerodistoy stali St.3 // Promyshlennoye stroitel'stvo. – 1968. – №1. – S. 41 – 44.
5. Arone R.G., Uritskiy M.R. Obespechennost' normativnykh i raschetnykh soprotivleniy v stroitel'nykh stalyakh // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. – 1970. – №3. – S. 35 – 39.
6. Baldin V.A., Uritskiy M.R. Obespechennost' normativnykh i raschetnykh soprotivleniy malouglerodistoy stali dlya stroitel'nykh metallokonstruksiy // Promyshlennoye stroitel'stvo. – 1978. – №6. – S. 19 – 21.
7. Baldin V.A., Bel'skiy G.Ye. Osnovnyye polozheniya rascheta stal'nykh konstruksiy po predel'nykh sostoyaniyam // Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo i arkhitektura. – 1980. – № 11. – S. 3 – 21.
8. Skladnev N.N., Gorpichenko V.M., Odesskiy P.D., Uritskiy M.R. Snizheniye metalloyemkosti stal'nykh konstruksiy putem sovershenstvovaniya normativnykh dokumentov // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. – 1987. – №5. – S. 6 – 9.
9. Belyayev V.F., Gladshcheyn L.I., Artikov G.A. Vybora raschetnykh soprotivleniy stali zamknutykh gnutosvarenykh profilyev // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo.– 1995. – №5. – S. 30 – 32.
10. Belyayev B.I. O raschetnom soprotivlenii dlya prokatnoy stali marki NL2 (15KHSND) // Promyshlennoye stroitel'stvo. – 1960. – №1. – S. 35– 36.
11. Uvarov B.YU. Statisticheskiy analiz rezul'tatov ispytaniya listovoy stali 10G2S1 // Promyshlennoye stroitel'stvo. – 1969. –№3. – S. 30 – 31.
12. Mukhanov K.K., Ishmeneva L.N. Statisticheskiy analiz svoystv vysokoprochnoy stali marki

12GN2MFAYU // *Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo i arkhitektura.* – 1981. – № 4. – С. 133 – 136. **13.** Ishmeneva L.N. Statisticheskii analiz svoystv vysokoprochnoy stali s nitridnym uprochneniyem marki 16G2AF // *Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo i arkhitektura.* – 1983. – № 7. – С. 14 – 18. **14.** Vedyakov I.I., Odesskiy P.D. Stali tret'yego pokoleniya dlya stroitel'nykh metallicheskiikh konstruksiy // *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo.* – 2013. – №7. – С. 23 – 28. **15.** Vedyakov I.I., Odesskiy P.D., Forkhaym K., Kulik V.YU. O primenenii novykh staley v unikal'nykh metallicheskiikh konstruksiyakh // *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo.* – 2011. – №6. – С. 66 – 70. **16.** Vedyakov I.I., Odesskiy P.D., Gurov S.V. O normirovanii materialov v novom svode pravil SP 16.13330.2017 «SNiP II-32-81* Stal'nyye konstruksii» // *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo.* – 2018. – №8. – С. 61 – 69. **17.** Sadowski A.J., Rotter J.M., Reinke T, Ummerhofer T. Statistical analysis of the material properties of selected structural carbon steels // *Structural Safety.* – 2015. – 3C. – Pp. 26 – 35. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.12.00>. **18.** Schmidt B.J. & Bartlett F.M. Review of resistance factor for steel: resistances distributions and resistance factor calibration // *Canadian Journal of Civil Engineering.* – 2003. – 29. – Pp. 109 – 118. **19.** Melcher J., Kala Z., Holický M., Fajkus M. & Rozlívka L. Design characteristics of structural steels based on statistical analysis of metallurgical products // *Journal of Constructional Steel Research.* – 2004. – 60 – Pp. 795 – 808. **20.** Agostoni N., Ballio G. & Poggi C. Statistical analysis of the mechanical properties of structural steel. – *Costruzioni Metalliche.* – 1994. – 2. – Pp. 31 – 39. **21.** Perelmuter A.V., Pichugin S.F. On One Safety Characteristic of Buildings // *Journal of Civil Engineering and Architecture Research.* – Los Angeles, USA: Ethan Publishing Company – 2017. – Vol. 4, No. 5. – Pp. 2035 – 2044. **22.** Pichugin S.F. Reliability Estimation of Industrial Building Structures // *Magazine of Civil Engineering.* – 2018. – 83(7). – Pp. 24 – 37. DOI: 10.18720/MCE.83.3. **23.** Pichugin S.F. Scientific School «Reliability of Building structures»: new results and perspectives // *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering.* – 2019. – 2(53). – Pp. 5 – 12. <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1880>. **24.** Pichugin S.F., Makhinko N.A. High-strength steel grades application for silos structures // *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering.* – 2019. – 1(52). – Pp. 51 – 57. <https://doi.org/10.26906/znp.2019.52.1674>.

Список використаної літератури

1. Стрелецкий Н.С. К вопросу определения допускаемых напряжений // *Строительная промышленность.* – 1940. – №7. – С. 28 – 35. **2.** Балдин В.А. Расчет стальных конструкций по предельным состояниям // *Материалы международного совещания по расчету строительных конструкций (Москва, декабрь 1958 г.).* – М.: Госстройиздат, 1961. – С. 221 – 233. **3.** Чернова М.П. Статистические исследования некоторых технологических свойств строительных сталей // *Известия вузов. Строительство и архитектура.* – 1965. – № 9. – С. 3 – 9. **4.** Соколовский П.И. Качество современной малоуглеродистой стали Ст.3 // *Промышленное строительство.* – 1968. – №1. – С. 41 – 44. **5.** Ароне Р.Г., Урицкий М.Р. Обеспеченность нормативных и расчетных сопротивлений в строительных сталях // *Строительная механика и расчет сооружений.* – 1970. – №3. – С. 35 – 39. **6.** Балдин В.А., Урицкий М.Р. Обеспеченность нормативных и расчетных сопротивлений малоуглеродистой стали для строительных металлоконструкций // *Промышленное строительство.* – 1978. – №6. – С. 19 – 21. **7.** Балдин В.А., Бельский

Г.Е. Основные положения расчета стальных конструкций по предельным состояниям // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1980. – № 11. – С. 3 – 21. **8.** Складнев Н.Н., Горпинченко В.М., Одесский П.Д., Урицкий М.Р. Снижение металлоемкости стальных конструкций путем совершенствования нормативных документов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – №5. – С. 6 – 9. **9.** Беляев В.Ф., Гладштейн Л.И., Артиков Г.А. Выбор расчетных сопротивлений стали замкнутых гнутосварных профилей // Промышленное и гражданское строительство. – 1995. – №5. – С. 30 – 32. **10.** Беляев Б.И. О расчетном сопротивлении для прокатной стали марки НЛ2 (15ХСНД) // Промышленное строительство. – 1960. – №1. – С. 35– 36. **11.** Уваров Б.Ю. Статистический анализ результатов испытания листовой стали 10Г2С1 // Промышленное строительство. – 1969. – №3. – С. 30 – 31. **12.** Муханов К.К., Ишменева Л.Н. Статистический анализ свойств высокопрочной стали марки 12ГН2МФАЮ // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1981. – № 4. – С. 133 – 136. **13.** Ишменева Л.Н. Статистический анализ свойств высокопрочной стали с нитридным упрочнением марки 16Г2АФ // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 7. – С. 14 – 18. **14.** Ведяков И.И., Одесский П.Д. Стали третьего поколения для строительных металлических конструкций // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №7. – С. 23 – 28. **15.** Ведяков И.И., Одесский П.Д., Форхайм К., Кулик В.Ю. О применении новых сталей в уникальных металлических конструкциях // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – №6. – С. 66 – 70. **16.** Ведяков И.И., Одесский П.Д., Гуров С.В. О нормировании материалов в новом своде правил СП 16.13330.2017 «СНиП II-32-81* Стальные конструкции» // Промышленное и гражданское строительство. – 2018. – №8. – С. 61 – 69. **17.** Sadowski A.J., Rotter J.M., Reinke T, Ummenhofer T. Statistical analysis of the material properties of selected structural carbon steels // Structural Safety. – 2015. – 3С. – Pp. 26 – 35. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.12.00>. **18.** Schmidt B.J. & Bartlett F.M. Review of resistance factor for steel: resistances distributions and resistance factor calibration // Canadian Journal of Civil Engineering. – 2003. – 29. – Pp. 109 – 118. **19.** Melcher J., Kala Z., Holický M., Fajkus M. & Rozlívka L. Design characteristics of structural steels based on statistical analysis of metallurgical products // Journal of Constructional Steel Research. – 2004. – 60 – Pp. 795 – 808. **20.** Agostoni N., Ballio G. & Poggi C. Statistical analysis of the mechanical properties of structural steel. – Costruzioni Metalliche. – 1994. – 2. – Pp. 31 – 39. **21.** Perelmuter A.V., Pichugin S.F. On One Safety Characteristic of Buildings // Journal of Civil Engineering and Architecture Research. – Los Angeles, USA: Ethan Publishing Company – 2017. – Vol. 4, No. 5. – Pp. 2035 – 2044. **22.** Pichugin S.F. Reliability Estimation of Industrial Building Structures // Magazine of Civil Engineering. – 2018. – 83(7). – Pp. 24 – 37. DOI: 10.18720/MCE.83.3. **23.** Pichugin S.F. Scientific School «Reliability of Building structures»: new results and perspectives // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2019. – 2(53). – Pp. 5 – 12. <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1880>. **24.** Pichugin S.F., Makhinko N.A. High-strength steel grades application for silos structures // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2019. – 1(52). – Pp. 51 – 57. <https://doi.org/10.26906/znp.2019.52.1674>.

**ВЛАСТИВОСТІ ДОРОЖНІХ БЕТОНІВ ІЗ СУМІШЕЙ РІЗНОЇ
РУХОМОСТІ**

**PROPERTIES OF ROAD CONCRETE FROM MIXTURES OF
VARIOUS MOBILITY**

Толмачов С.М., д.т.н., проф., Бєліченко О.А., к.т.н., ст. наук. співр. (Харківський національний автомобільно-дорожній університет, м. Харків), Толмачов Д.С., к.т.н., головний інженер (ТОВ «Сучасні технології інфраструктури», м. Харків), Даценко В.М., к.т.н., доц., (Національний транспортний університет, м. Київ), Марченко М.Є., магістрант (Харківський національний автомобільно-дорожній університет, м. Харків)

Tolmachov S.M., Doctor of Engineering, Professor, Belichenko O.A., Ph.D. in Engineering, (Kharkov National Automobile and Highway University, Kharkiv), Tolmachov D.S., Ph.D. in Engineering, Chief Engineer (LLC «Modern infrastructure technologies» Kharkiv), Datsenko V.M., Ph.D. in Engineering, associate professor (National Transport University), Marchenko M.E., undergraduate (Kharkov National Automobile and Highway University, Kharkiv)

У статті наведено результати досліджень властивостей бетонів, виготовлених з литих сумішей з осіданням конуса 20 см, сумішей з осіданням конуса 2...4 см, які ущільнюються вібрацією, а також жорстких сумішей, які ущільнюються пресуванням спільно з вібрацією. Визначено витрати цементу, менше яких властивості бетонів, виготовлених із литих сумішей нижче, ніж бетонів з більш жорстких сумішей. Показано, що в діапазоні витрат цементу 350...450 кг/м³ застосування полікарбоксилатних суперпластифікаторів дозволяє отримувати бетони з високими показниками якості незалежно від їх рухомості. При цьому цемент застосовується максимально ефективно, про що свідчить значне зростання коефіцієнта його використання.

The article is devoted to the properties of road concretes, which are made from concrete mixtures of various workability. For the manufacture of road concrete, moderately mobile mixtures and moderately hard mixtures are used. In recent decades, highly mobile and cast concrete mixtures have been used for road surfaces. An analysis of studies that have been carried out by different scientists has shown that there are different opinions on the effect of the mobility of concrete mixtures on the properties of the concrete that is made from them. It is known that an increase in the amount of water in a concrete mix leads to a decrease of the quality of concrete. Therefore, the quality of concretes made from cast mixes is always worse than the quality of concretes made from moderately mobile mixes. Concretes made from hard mixes have the highest characteristics. In practice, concretes made from cast mixes have a strength of more than

100 МПа. The disadvantages of concretes made from moderately mobile and rigid mixtures with W/C below 0.45 are increased cement consumption, high capillary porosity and low frost resistance. Therefore, the purpose of research is to assess the effect of the mobility of the concrete mixture and, accordingly, the compaction method, on the properties of concrete.

The article presents the results of studies of the properties of concretes made of cast mixes with a slump of 20 cm, mixtures with a slump of 2...4 cm, which are compacted by vibration, as well as hard mixes, which are compacted by pressing together with vibration. The consumption of cement is determined, less than which the properties of concretes made from cast mixes are lower than concretes made from harder mixes. It is shown that in the range of cement consumption 350...450 kg/m³, the use of polycarboxylate superplasticizers makes it possible to obtain concretes with high performance regardless of their mobility. At the same time, cement is used as efficiently as possible, as evidenced by a significant increase in its utilization rate.

Ключові слова: дорожній бетон, рухомість, литі бетонні суміші, метод ущільнення бетонної суміші, полікарбоксилатний суперпластифікатор.

Keywords: road concrete, mobility, cast concrete mixtures, compaction method the concrete mixture, polycarboxylate superplasticizer.

Актуальність. В технології дорожніх бетонів застосовують суміші які мають різну консистенцію і, відповідно, легкоукладальність. Найбільш часто використовували суміші помірно рухомі і помірно жорсткі. В останні десятиліття для покриттів автомобільних доріг почали застосовувати високорухомі і литі суміші. При цьому для нейтралізації можливих негативних наслідків високої рухомості і водопотреби застосовують безперервне армування бетону за допомогою арматурних каркасів. Властивості бетонної суміші формуються під впливом ряду технологічних факторів: водовмісту суміші, властивостей і витрати в'язучого, фізико-механічних і геометричних властивостей заповнювачів, параметрів складу суміші, температури, фактору часу тощо. Усі ці фактори діють одночасно, що значно ускладнює як прогнозування властивостей бетонної суміші, так і керування ними. У литих і високорухомих сумішах вплив більшості зазначених чинників значно знижено через те, що крупні заповнювачі якби плавають в розчинній суміші, а дрібні – в цементному тісті. При цьому в'язкість дисперсних середовищ досить низька, що зумовлено дією суперпластифікаторів, які обов'язково застосовують в дорожніх бетонах. З іншого боку, висока рухомість і низька в'язкість таких систем сприяє якісному ущільненню (наприклад, SCC – самоущільнюючіся суміші) і спрощує можливість впливу на властивості одержуваних бетонів. Існують різні погляди на ефективність застосування різних способів ущільнення для отримання бетонів з високими експлуатаційними властивостями. Тому актуальним є дослідження фізико-механічних властивостей бетонів із сумішей різної рухомості, ущільнених різними способами.

Стан питання. Легкоукладальність – технологічна властивість бетонних сумішей різної консистенції (жорсткої, густої, рідкої), яка характеризує здатність суміші заповнювати форму (або опалубку) та ущільнюватися під час бетонування виробів і конструкції за рахунок зовнішніх дій, або за власною масою [1]. У цьому визначенні основна увага приділена консистенції, і як наслідок, здатності сумішей ущільнюватися, що відображає технологічну властивість сумішей. В [2] наведено дещо інше визначення легкоукладальності: «Легкоукладальність бетонних сумішей – властивість бетонних сумішей різної консистенції заповнювати форму і ущільнюватися до заданої щільності». У цьому визначенні основною вважається фізична властивість бетонної суміші – щільність. При цьому консистенція суміші не враховується, а, значить, не враховується і спосіб ущільнення.

Основним фактором, який впливає на властивості бетонної суміші і бетону є водовміст. Вода утримується в порах і капілярах бетонної суміші і чинить на систему структуруючу дію завдяки значно великій поверхні контакту з частинками різної крупності. На систему впливають внутрішні напруження стиску, зумовлені капілярними явищами, силами молекулярної взаємодії тощо, що забезпечує зв'язність системи, збереження в певних умовах форми і здатності до деформацій.

Поряд із фізико-хімічно і фізично зв'язною водою у структурі бетонної суміші у прошарках між частинками твердої фази є вільна вода. Яка безпосередньо впливає на реологічні властивості системи в цілому. Чим товстіші ці заповнені водою прошарки, тим менший граничний опір зсуву і в'язкість, тим рухливіша бетонна суміш. Однак підвищувати рухомість суміші збільшенням вмісту вільної води можна тільки до певної межі – так званої водоутримувальної здатності бетонної суміші. Вище цієї межі, яка залежить від складу суміші і властивостей її компонентів, спостерігаються вже деструктивні явища – зменшуються сили капілярної взаємодії, суміш починає розшаровуватися, стає неоднорідною. Частина води вже не утримується у структурі і під впливом сили тяжіння витікає із суміші (гравітаційна вода).

Витрата в'язучого в певних межах при постійних водовмісті та інших параметрах складу незначно впливає на легкоукладальність бетонної суміші. Це зумовлено тим, що при зміні витрати цементу, з одного боку, змінюються реологічні властивості цементного тіста як основного носія властивостей бетонної суміші, а з другого – змінюється кількість цементного тіста. Ці зміни чинять протилежний вплив на властивості суміші, нейтралізуючи одна одну. Дослідження показують, що витрата цементу може розглядатися як фактор легкоукладальності бетонної суміші тільки при низьких (менше ніж 200 кг/м^3) і високих (більше ніж 400 кг/м^3) його значеннях [3, 4].

В останні кілька десятиліть широке поширення в світі отримали високорухомі і литі суміші, які застосовують для промислового і цивільного житлового будівництва. Склад таких сумішей досить складний і налічує від 8 до 12 компонентів. У дорожньому будівництві такі суміші не застосовують в першу чергу через високу вартість і дефіцит компонентів. Є досить велика кількість робіт, в яких для поліпшення зв'язності, зниження розшарування суміші рекомендується застосовувати органо-мінеральні добавки, що складаються з суперпластифікатора і дисперсної мінеральної добавки [5 – 7]. Однак, застосування таких добавок в технології дорожніх бетонів на даному етапі досить складно через високу вартість мінеральних добавок і їх дефіцит. Крім того, застосування дисперсних добавок призводить до необхідності збільшення часу перемішування бетонних сумішей, що практично неможливо при високій швидкості укладання бетону в покриття.

В той же час отримання високоміцних бетонів, класів не нижче В40 із високорухомих бетонних сумішей марки за легкоукладальністю S4 можна забезпечити за рахунок застосування різних хімічних добавок: пластифікаторів, прискорювачів твердіння, стабілізаторів [8]. Цей шлях видається найпростішим і найменш витратним. Сучасні суперпластифікатори на полікарбоксилатній основі володіють комплексом властивостей, які дозволяють забезпечити високу якість дорожніх бетонів.

Це підтверджують дослідження Р.Ф. Рунової зі співробітниками, в яких показано, що морозостійкість литих сумішей марки S4 з полкарбоксилатним суперпластифікатором Sika Plast 2508NE відповідає марці F200 [9], що відповідає вимогам ДСТУ 8858 [10].

З іншого боку у дослідженнях, проведених під керівництвом Л.Й. Дворкіна зазначено, що в бетонах з В/Ц нижче 0,45, що забезпечено за рахунок застосування полікарбоксилатів, може спостерігатися перевитрата цементу, зростання капілярної пористості і зниження морозостійкості [11].

Тому **метою цієї статті** є оцінка впливу рухомості бетонної суміші і методу ущільнення бетону на його властивості.

Матеріали і методи дослідження. У дослідженнях застосовували цемент ПЦ І-500 Р-Н виробництва «ЮГцемент» філії ПРАТ «Дікергофф Цемент Україна», пісок кварцовий з модулем крупності 1,86, щебінь гранітний фр. 5-10 мм та 10-20 мм. Використовували стандартні методи випробування зразків бетонів на міцність при стиску, водопоглинання, морозостійкість і стираність у відповідності з чинними нормативними документами.

Експериментальні дослідження. Дослідження проводили на бетонних сумішах різної рухомості, які ущільнювали литевим способом, вібрацією і вібропресуванням. Легкоукладальність цих сумішей була: рухомість ОК = 18...22 см, ОК = 2...4 см і Ж = 10...15 с, відповідно. У

складах сумішей змінювали витрати цементу, а також в деяких складах використовували полікарбоксилатний суперпластифікатор (СП) Sika Plast 2508 HE у кількості 0,6 % від маси цементу. Отримані раніше дані свідчать про низьку ефективність застосування суперпластифікаторів в пресованих бетонах, тому в склади вібропресованих бетонів їх не вводили [12, 13]. Отримані результати було зведено у табл.

Таблиця 1

Властивості бетонів із сумішей різної легкоукладальності

Спосіб ущільнення	Витрати цементу, кг/м ³	Добавки	Показники якості			
			R _{ст} , МПа	W, %	Марка за морозостійкістю, F	Стіраність, G, г/см ²
Литтєвий	250	-	10...12	8...10	50	1,2...1,5
	250	СП	20...25	5...6	100...150	0,6...0,7
	350	-	20...22	6...7	50...100	0,5...0,8
	350	СП	35...40	3...4	150...200	0,3...0,4
	450	-	30...35	3...4	150	0,4...0,5
	450	СП	45...55	1,5...2	більше 200	0,15...0,2
Вібро	250	-	15...20	6...6,5	75...100	0,5...0,6
	250	СП	20...25	5...6	100...150	0,4...0,5
	350	-	25...30	4...5	100...150	0,35...0,4
	350	СП	35...40	2...3	200...250	0,2...0,3
	450	-	40...45	2...3	150...200	0,25...0,3
	450	СП	50...60	1...1,5	більше 300	0,15...0,2
Вібропресування	50	-	3...5	10...12	-	-
	150	-	5...10	8...10	50...75	0,8...1,0
	250	-	15...20	5...6	100...150	0,4...0,5
	350	-	30...40	4...5	200...250	0,2...0,3
	450	-	40...50	3...4	більше 300	0,15...0,2

Бетони, виготовлені з литих сумішей, без СП, з витратою цементу 250 кг/м³, мають низьку міцність, високе водопоглинання і стіраність, які перевищують вимоги ДСТУ 8858. Їх морозостійкість не відповідає навіть вимогам, що пред'являються до нижніх шарів покриттів. Коефіцієнт ефективності використання цементу в них обмежений $K_{ц}^{эф} = 0,04...0,048$ МПа/кг цементу, що дуже мало. Бетони, отримані віброущільненням, при таких же витратах цементу мають в 1,5...2 рази більшу міцність і значно

менші водопоглинання і стиранисть. Морозостійкість цих бетонів в два рази вище. Коефіцієнт використання цементу в них становить $K_{ц}^{эф} = 0,06...0,08$ МПа/кг, що свідчить про значно більшу ефективність використання в'язучого в менш рухомих бетонних сумішах. Морозостійкість таких бетонів відповідає марці F100. Цікаво, що для сумішей, ущільнених вібропресуванням, показники якості, при таких же витратах цементу, приблизно однакові у порівнянні з віброущільненими бетонами. Однак, введення до складу литих бетонів СП полікарбоксилатного типу істотно змінює властивості бетонів. Міцність таких бетонів зростає в 2 рази, а морозостійкість – у 2...3 рази в порівнянні з бетонами без СП і досягає аналогічних показників віброущільнених бетонів. Стираність литих бетонів вище на 40...50 %, ніж у віброущільнених, що можна пояснити надлишком вільної води в них, під впливом якої формується більш пориста структура поверхневого шару.

Збільшення в литих сумішах витрати цементу до 350 кг/м^3 покращує властивості бетону: міцність зростає в 1,8...2 рази, водопоглинання знижується на 25...30 %, стиранисть – в 2...2,5 рази, а морозостійкість досягає марки F100. Однак, $K_{ц}^{эф}$ зростає незначно, досягаючи $0,057...0,063$ МПа/кг. У той же час, збільшення витрати цементу до 350 кг/м^3 в віброущільнених бетонах, дозволяє підвищити їх міцність на 20...25 %, знизити водопоглинання на 30...50 %, а стиранисть – на 15...20 % у порівнянні з бетонами з витратою цементу 250 кг/м^3 . Морозостійкість зростає на 1 марку і досягає F150. $K_{ц}^{эф}$ досягає $0,071...0,086$ МПа/кг, що трохи вище $K_{ц}^{эф}$ в бетонах з витратою цементу 250 кг/м^3 і свідчить про те, що при збільшенні витрати цементу в цьому діапазоні ефективність його застосування в віброущільнених бетонах знижується.

У вібропресованих бетонах таке збільшення витрати цементу принципово змінює властивості бетонів. Міцність зростає в 2 рази, стиранисть знижується в 1,7...2 рази, морозостійкість зростає на 2 марки. При цьому водопоглинання знижується незначно – на 20 %. $K_{ц}^{эф}$ становить $0,086...0,11$ МПа/кг, що значно вище, ніж у вібропресованих бетонах з витратою цементу 250 кг/м^3 і свідчить про високу ефективність використання цементу.

Введення до складу литих бетонів з витратою цементу 350 кг/м^3 СП, дозволяє підвищити їх міцність на 75...80 %, знизити водопоглинання і стиранисть в 1,8...2 рази і збільшити морозостійкість на дві марки. $K_{ц}^{эф}$ досягає значень $0,1...0,11$ МПа/кг, що дорівнює показникам для віброущільнених і вібропресованих бетонів. Це свідчить про те, що ефективність використання цементу в литих бетонах зростає стрибкоподібно при введенні в їх склад СП. Подальше збільшення витрати цементу в литих бетонах без СП до 450 кг/м^3 , призводить приблизно до тих же результатів, що і в литих бетонах з витратою цементу 350 кг/м^3 , але які містять СП. При цьому міцність навіть зменшується. Це підтверджує $K_{ц}^{эф}$,

який значно знижується до рівня 0,7...0,8 МПа/кг. Це свідчить про те, що збільшення витрати цементу в литих сумішах понад 350 кг/м³ може бути неефективним і вимагає обґрунтування. Для віброущільнених бетонів таке збільшення вмісту цементу призводить до незначного збільшення міцності – на 12...15 %, можливого зниження морозостійкості на одну марку і постійності стираності і водопоглинання. При цьому $K_{ц}^{эф}$ становить 0,08...0,1 МПа/кг. В цілому можна сказати, що збільшення кількості цементу з 350 до 450 кг/м³ для віброущільнених бетонів малоефективно. В цьому випадку краще застосовувати СП.

Аналогічні результати за міцністю отримані для вібропресованих бетонів. Однак, таке збільшення витрати цементу призвело до зростання морозостійкості на одну марку, зниження водопоглинання на 25...35 %. і стираності на 35...50 %, в порівнянні з бетонами з витратою цементу 350 кг/м³. $K_{ц}^{эф}$ не змінюється, що свідчить про те, що поліпшення властивостей вібропресованих бетонів за рахунок підвищення витрати цементу від 350 до 450 кг/м³ є малоефективним. Введення до складу литих бетонів з витратою цементу 450 кг/м³ СП, дозволяє істотно підвищити їх міцність (на 50...60 %), морозостійкість (на одну марку), в 2...2,5 рази знизити водопоглинання і стираність в порівнянні з бетонами без СП. $K_{ц}^{эф}$ для таких бетонів досягає 0,1...0,122 МПа/кг, що перевищує цю характеристику для пресованих бетонів. Властивості віброущільнених бетонів, що містять СП, при витраті цементу 450 кг/м³ також поліпшуються. У порівнянні з бетонами без СП міцність зростає на 25...35 %, морозостійкість – на одну марку (може бути і вище), водопоглинання знижується в 2 рази, а стираність – на 50...70 %. Але при цьому $K_{ц}^{эф}$ зростає і досягає максимальних значень 0,111...0,133 МПа/кг. Це підтверджує високу ефективність застосування СП у віброущільнених бетонах при витратах цементу 350...450 кг/м³.

Висновки. 1. Встановлено, що застосування литих бетонних сумішей з витратами цементу 250 кг/м³ і менше не дозволяє отримати бетони з високими фізико-механічними властивостями. Для поліпшення цих властивостей до складу таких сумішей необхідне введення суперпластифікаторів.

2. Показано, що застосування суперпластифікаторів полікарбоксилатного типу особливо ефективно для литих і віброущільнених бетонів при витратах цементу 350...450 кг/м³.

3. Встановлено, що збільшення витрати цементу в вібропресованих бетонах до 350 кг/м³ призводить до значного поліпшення всіх показників якості. Однак, подальше збільшення витрати цементу до 350 кг/м³ не настільки значно впливає на властивості таких бетонів.

References

1. Gocz V.I. Betoniy i budivel'ni rozchyn'. Ky'yiv: TOV UVPK «Eks ob», Ky'yiv: KNUBA, 2003. 472 s.
2. DSTU B A.1.1-59-95 Tekhnologiya vazhkyx betoniv ta zalizobetonnyx vyrobiv. Betonni, rozchynni sumishi ta betony. Terminy ta vyznachennya. [Chynnyj vid 1995–07–01]. Vyd. ofic. Kyuyiv: Derzhkommistobuduvannya Ukrainy, 1995. 29 s.
3. Radovskij B.S. Stroitelstvo dorog s cementobetonnyimi pokryt'yami v SShA: novye tendencii (Organizaciya i napravleniya issledovaniy v oblasti cementobetonnyh pokrytij). Dorozhnaya tehnika. 2010. № 10. S. 62–70.
4. Batrakov V.G. Modificirovannye betony. Teoriya i praktika. Moskva: izd-vo «Tehnoproekt». 1998. 768 s.
5. Batudaeva A.V., Kardumyan G.S., Kaprielov S.S. vysokoprochnye modificirovannye betony iz samovyrvnivayushihhsya smesej. Beton i zhelezobeton. 2005. № 4. S. 14–18.
6. Zajchenko N.M., Sahoshko E.V. Samouplotnyayushiesya betonnye smesi s kombinirovannymi organo-mineralnymi modifikatorami. Budivelni konstrukciyi: Mizhvidomchij naukoivo-tehnichnij zbirnik naukovih prac (budivnictvo). Kiyiv, DP NDIBK. 2009. Vip. 72. S. 580–588.
7. Artelt C., Garcia E. Impact of superplasticizer concentration and ultra-fine particles on the rheological behaviour of dense mortar suspensions. *Cement and Concrete Research*. 2008. Vol. 38, No. 5. P. 633–642.
8. Mushtakov M.I., Korolev A.S., Butakova M.D., Zyryanov F.A. Bystrotverdeyushie betony dlya monolitnogo stroitelstva. Sbornik trudov Vserossijskoj nauchno-prakticheskoy konferencii «Stroitelnoe materialovedenie – teoriya i praktika». M.: izd-vo SIP RIA. 2006. S. 183–185.
9. Runova R.F., Rudenko I.L., Troyan V.V. Formirovanie svojstv betona v monolitnoj konstrukcii. Visnik ODABA. Odessa, 2013. Vip. 52. S. 224–229.
10. DSTU 8858:2019 Sumishi cementobetonni dorozhni ta cementobeton dorozhnij. Texnichni umovy. [Chynnyj vid 2020–07–01]. Vyd. ofic. Ky'yiv: DP «UkrNDNCz», 2020. 20 s.
11. Vyazhuchy materialy, betony i rozchyny u suchasnomu budivnyctvi / L.J. Dvorkin ta in.; Rivne: NUVGP, 2012. 268 s.
12. Tolmachev S.N., Kostenko Yu.A., Marakina L.D. Mehanizm strukturoobrazovaniya v cementnom kamne uplotnennom razlichnymi sposobami. Visnik NTI "HPI" № 23. T.1: «Himiya, himichni tehnologiyi ta ekologiya». Harkiv: NTU "HPI". 2001. S. 30–33.
13. Tolmachev S.N., Belichenko E.A., Tolmachev D.S. Pressovannye cementnye betony dlya stroitelstva avtomobilnyh dorog. «Avtomobilnye dorogi: bezopasnost i nadezhnost»: sb. dokladov Mezhdunar. yubilejnoy nauchno-tehnich. konf., Minsk, 2018. – S. 201–209.

Список використаної літератури

1. Гоц В.І. Бетони і будівельні розчини. Київ: ТОВ УВПК «Екс об», Київ: КНУБА, 2003. 472 с.
2. ДСТУ Б А.1.1-59-95 Технологія важких бетонів та залізобетонних виробів. Бетонні, розчинні суміші та бетони. Терміни та визначення. [Чинний від 1995–07–01]. Вид. офіц. Київ: Держкоммістобудування України, 1995. 29 с.

3. Радовский Б.С. Строительство дорог с цементобетонными покрытиями в США: новые тенденции (Организация и направления исследований в области цементобетонных покрытий). *Дорожная техника*. 2010. № 10. С. 62–70.
4. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. Москва: изд-во «Технопроект». 1998. 768 с.
5. Батудаева А.В., Кардумян Г.С., Каприелов С.С. высокопрочные модифицированные бетоны из самовыравнивающихся смесей. *Бетон и железобетон*. 2005. № 4. С. 14–18.
6. Зайченко Н.М., Сахошко Е.В. Самоуплотняющиеся бетонные смеси с комбинированными органо-минеральными модификаторами. *Будівельні конструкції: Міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво)*. Київ, ДП НДІБК, 2009. Вип. 72. С. 580–588.
7. Artelt C., Garcia E. Impact of superplasticizer concentration and ultra-fine particles on the rheological behaviour of dense mortar suspensions. *Cement and Concrete Research*. 2008. Vol. 38, No. 5. P. 633–642.
8. Муштаков М.И., Королев А.С., Бутакова М.Д., Зырянов Ф.А. Быстротвердеющие бетоны для монолитного строительства. *Сборник трудов Всероссийской научно-практической конференции «Строительное материаловедение – теория и практика»*. М.: изд-во СИП РИА. 2006. С. 183–185.
9. Рунова Р.Ф., Руденко И.И., Троян В.В. Формирование свойств бетона в монолитной конструкции. *Вісник ОДАБА*. Одесса, 2013. Вип. 52. С. 224–229.
10. ДСТУ 8858:2019 Суміші цементобетонні дорожні та цементобетон дорожній. Технічні умови. [Чинний від 2020–07–01]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2020. 20 с.
11. В'язучі матеріали, бетони і розчини у сучасному будівництві / Л.Й. Дворкін та ін.; Рівне: НУВГП, 2012. 268 с.
12. Толмачев С.Н., Костенко Ю.А., Маракина Л.Д. Механизм структурообразования в цементном камне уплотненном различными способами. *Вісник НТІ "ХП" № 23*. Т.1: «Хімія, хімічні технології та екологія». Харків: НТУ "ХП". 2001. С. 30–33.
13. Толмачев С.Н., Беличенко Е.А., Толмачев Д.С. Прессованные цементные бетоны для строительства автомобильных дорог. «Автомобильные дороги: безопасность и надежность»: сб. докладов Междунар. юбилейной научно-технич. конф., Минск, 2018. – С. 201–209.

**ЗЧЕПЛЕННЯ МЕТАЛЕВОЇ АРМАТУРИ КЛАСУ А500С З
БЕТОНОМ ПРИ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ**

**ADHESION OF A500C METAL REINFORCEMENT
WITH CONCRETE FOR REPEATED LOADS**

**Чапюк О.С., к.т.н., доц., Пахольук О.А., к.т.н., доц., Кислюк Д.Я.,
к.т.н., доц., Задорожнікова І.В., к.т.н., доц., Гришкова А.В., асп.,
(Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Chapiuk O., Ph.D., Assoc., Pakholyuk O., Ph.D., Assoc., Kislyuk D.,
Ph.D., Assoc. Prof., Zadorozhnikova I, Ph.D., Assoc., Grishkova A., PhD
stud. (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

Отримано результати експериментальних досліджень зчеплення стержнів арматури класу А500С, зароблених в бетонні призми різного перерізу при малоциклових навантаженнях. Встановлено, що величина бетонної оболонки не суттєво впливає на величину граничного руйнівного зусилля витягання арматурного стержня при одноразовому навантаженні і значно більше впливає на величину зміщення арматури. Повторні навантаження впливають і на граничні зусилля і на повні взаємні зміщення стержнів відносно бетонної оболонки.

The most important factor that ensures the joint work of reinforcement and concrete in reinforced concrete structures is the adhesion at the contact between them. It is achieved by gluing reinforcement with cement stone, friction between the surfaces of these materials, as well as engaging the protrusions on the surface of the rods. In road and civil construction in the manufacture of reinforced concrete structures is most used reinforcing steel sickle profile. Until the 1990s, traditional profile reinforcement was used, which differs significantly from the newer crescent-shaped reinforcement. An important feature of the interaction of reinforcement with concrete is the mutual displacement, as a result of which there may be a redistribution of forces. These areas are called reinforcement anchoring zones. Destructive processes develop within a layer of very small thickness (several millimeters). The redistribution of forces between concrete and reinforcement depends most on the deformation of the contact layer, rather than the size of the shell [2]. Virtually all reinforced concrete structures, especially road structures, are subjected to significant re-loading during operation, the impact of which on the joint work of concrete and reinforcement has been very little studied. This article investigates the features of the coupling of reinforcing bars of class A500C depending on the length of

the anchoring under the action of repeated loads. It is established that the size of the concrete shell does not significantly affect the value of the ultimate destructive force of elongation of the reinforcing rod at a single load and significantly more affects the amount of displacement of the reinforcement. Repeated loads affect both the ultimate forces and the complete mutual displacements of the rods relative to the concrete shell.

Ключова слова: арматурні стержні серповидного профілю, А500С, зчеплення, бетонна призма, поперечний переріз, зони анкерування, повторні навантаження, проковзування стержнів.

Keywords: reinforcing rods of a crescent-shaped profile, А500С, coupling, concrete prism, cross section, anchoring zones, repeated loadings, sliding of rods.

Вступ. В житловому і дорожньому будівництві при виготовленні залізобетонних конструкцій у нас і за кордоном вже більше 20-ти років використовується арматурний прокат серповидного профілю. В Україні застосування такої арматури регламентовано ДСТУ 3760:2006 і спеціально розробленими відповідними рекомендаціями. Але особливості роботи такої арматури в з/б конструкціях досліджено недостатньо, особливо при повторних навантаженнях.

Постановка проблеми і задачі дослідження. Особливістю взаємодії арматури класу А500С з бетоном є взаємні зміщення, внаслідок яких може відбуватися перерозподіл зусиль. Ті ділянки, на яких видно перерозподіл зусиль називаються зонами анкерування. При дослідженні їх зчеплення приймається модель «арматура / контактний шар/ бетон». Суть цієї моделі полягає у тому, що має виділятися контактний шар, до якого якраз і відноситься бетон, який знаходиться у зоні найвищих напружень. Вважається, що деструктивні процеси розвиваються у межах шару малої товщини, близької до кроку виступів на арматурних стержнях (декілька міліметрів) [1]. Ймовірно, перерозподіл зусиль між арматурою і бетоном в найбільше залежить від деформацій контактного шару, а не загалом, оболонки. А це означає, що вплив бетонної оболонки на зчеплення з арматурою А500С практично й не досліджувався.

Практично всі залізобетонні конструкції у під час експлуатації піддаються різним повторним навантаженням, а вплив їх на зчеплення бетону з арматурою досліджувався дуже мало [2].

Виходячи з наведеного, у даній роботі вирішено дослідити особливості зчеплення арматури класу А500С з бетоном залежно від величини самої бетонної оболонки при дії як одноразових так і повторних навантажень.

Матеріали дослідних зразків. Дослідні зразки виготовлялися у вигляді бетонних призм трьох видів зі сторонами 100, 150 та 200 мм, по центру яких розташовувався арматурний стержень діаметром 16 мм класу А500С. Довжина анкерування рівна $10d$, відповідно, висота всіх бетонних призм становила 160 мм (Рис.1). Тимчасовий опір розриву арматури $f_{fd} = 621$ МПа; умовна межа текучості $f_p = 497$ МПа та модуль пружності $E_f = 2 \cdot 10^5$ МПа. Всього виготовили 18 зразків, які поділили на дві групи: перша досліджувалася одноразовим короткочасним навантаженням до руйнування, щоб взяти граничне напруження (призми ПК); друга (призми ПП) повторним навантаженням на 10 циклів. Після позначення призм цифрами було вказано розміри поперечного перерізу призм.

Рис. Загальний вигляд дослідних зразків.



Рис.1. Загальний вигляд дослідних зразків

Методика випробування бетонних призм. Зчеплення арматури з бетоном досліджували шляхом висмикування арматурного стержня з бетонної призми в розривній гідравлічній машині (рис. 2). Навантаження до стержня давали невеликими кроками, рівними 1,0 кН. Також, вимірювали проковзування незавантаженого верхнього кінця арматурного

стержня відносно верхнього торця бетонної призми годинниковим індикатором і деформації стержня по довжині з нижнього боку тензометром Гугенбергера з базою 20 мм, де ціна поділки 0,001 мм [3].

Зразки ПП 10 разів піддавалися повторним навантаженням до рівнів $\eta_{сус} = 0,6$, а на одинадцятому зразки довантажували до руйнування. За граничний руйнівний стан зчеплення арматури і бетону ми приймали зусилля, коли проковзування ненавантаженого кінця стержня відносно торця бетонної призми було $\delta_u = 0,2$ мм.

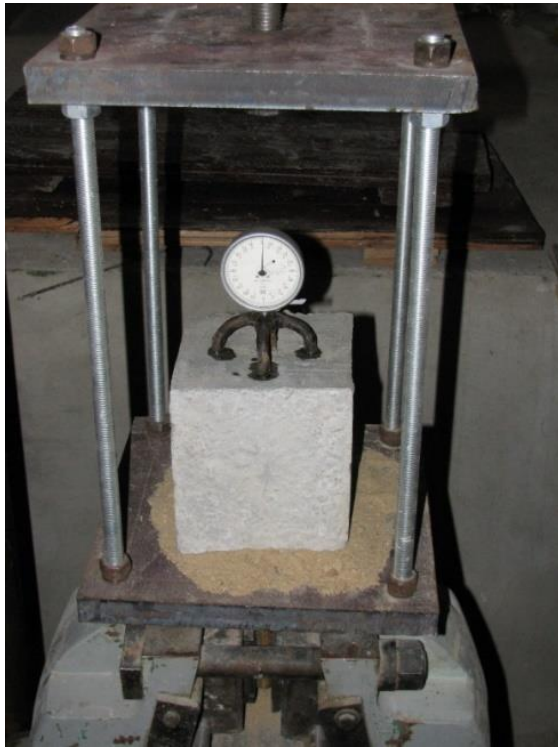


Рис. 2. Дослідження зразків на зчеплення арматури з бетоном в розривній машині УММ-50

Результати досліджень. Перші зміщення вільного кінця стержнів, яке дорівнювало $\delta = 0,001$ мм у зразках ПК10 (розмір сторони призми 10 см) зафіксовано при напруженні в арматурному стержні $f_{yd} = 49,8$ МПа, а в зразках ПК15 і ПК20 – відповідно при $f_{yd} = 59,7$ і 89,9 МПа. Тобто, зі збільшенням об'єму оболонки збільшується зусилля, за якого

спостерігається початок зміщення стержнів. При подальшому навантаженні зміщення стержнів в усіх зразках поступово збільшувалися і при напруженні $f_{yd} = 199$ МПа середнє значення по зразкам склало $\delta = 0,012; 0,036$ і $0,009$ мм.

Висмикування арматурних стержнів з бетонних призм у трьох зразках ПК10 відбулося при навантаженнях $P_u = 55, 56$ і 60 кН. Середнє значення $P_{um} = 57$ кН і коефіцієнті мінливості $7,5\%$, якому відповідає середнє значення напруження $f_{ydm} = 288,5$ МПа. Схожа мінливість результатів спостерігалася у всіх зразках-близнюках, що досліджувались, а це свідчить про хорошу достовірність отриманих даних. В середньому, руйнування зразків ПК15 відбулося при $P_{um}=58$ кН, а ПК20 зс стороною 200мм – при $P_{um} = 59,5$ кН ($f_{ydm} = 295,6$ МПа). Отже, було помічено, що в межах досліджуваних розмірів зразків (100мм, 150мм, 200мм), об'єм оболонки практично не впливає на силу висмикування з неї стержнів.

У зразках ПК15 руйнівне зусилля визначено за величиною проковзування стержня, що рівне $\delta_u = 0,2$ мм. У зразках ПК20 перед висмикуванням нами було зафіксовано велике, але ще не $0,2$ мм зміщення всередньому $\delta = 0,165$ мм. А у всіх зразках ПК10 перед руйнуванням були зафіксовані найменші зміщення стержнів, які перед руйнуванням в середньому були $\delta = 0,072$ мм. Отже, на ці зміщення впливають поперечні зусилля, і вони залежать від розмірів бетонної оболонки, та співвідношення між жорсткістю арматурного стержня та бетонної призми. В зразках ПК10 жорсткість бетонної призми виявилася меншою за жорсткість самого стержня і тому оболонка у подовженому напрямку в більшій мірі деформувалася разом із стержнем. Саме тому зміщення арматурного стержня виявилось набагато меншим, ніж у зразках ПК15 і ПК20. У зразках ПК20 зміщення верхнього кінця стержня відбулося меншим, ніж у зразках ПК15, і це можна пояснити більшим опором самої бетонної оболонки поперечним зусиллям.

Щодо повторних навантажень, то при розвантаженні спостерігалися залишкові проковзування, які в зразках ПП10, ПП15 і ПП20 після першого циклу склали $53,4\%, 63,6\%, 57,5\%$, відповідно. При наступних циклах повторних навантажень спостерігалось незначне збільшення сумарних і залишкових зміщень кінців стержнів.

Після 10 однакових циклів повторних навантажень повні проковзування арматурних стержнів у зразках ПП-10, ПП-15 і ПП-20 зросли відповідно до $\delta=0,017; 0,088$ і $0,073$, що відповідно на $86,1; 196,5$ і 220% більше, ніж їхні максимальні зміщення на 1-му циклі. Отже, повні зміщення збільшилися практично в 3 рази, і при цьому разом зі збільшенням поперечних розмірів бетонної призми збільшуються і проковзування.

На останньому одинадцятому циклі усі зразки доводились до руйнування (Рис. 3). Середнє значення зусилля витягання стержнів у

зразках ПП-10 склало $P_{um} = 60$ кН ($f_{yd} = 297,5$ МПа), що на 3,3 % більше, ніж в зразках ПК-10. Руйнування зразків ПП-15 і ПП-20 відбулося при дії зусиль відповідно $P_{um} = 52$ і 53 кН ($f_{yd} = 258,7$ і 261,2 МПа). При цих навантаженнях (зусиллях) у зразках ПП-15 повне середнє проковзування стержнів склало $\delta = 0,205$, а в зразках ПП-20 - $\delta = 0,245$ мм.

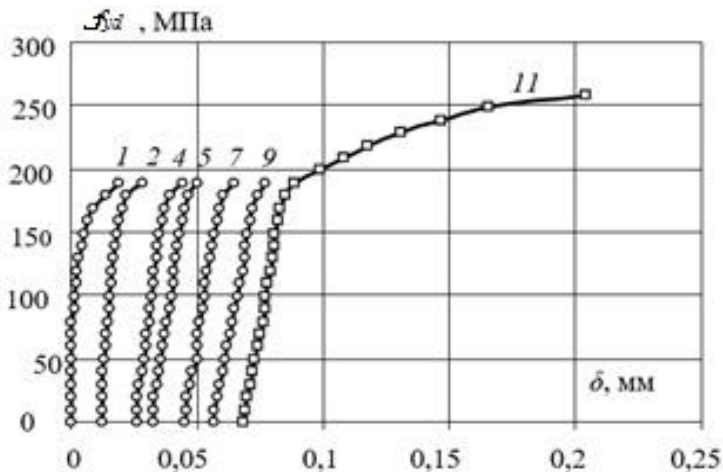


Рис. 3. Проковзування арматури в бетоні δ при повторних навантаженнях зразків ПП15 (цифрами вказані номери циклів навантаження)

Беручи до уваги залишкові деформації у зразках ПП, то перед руйнуванням їхні повні зміщення досягли значення $\delta = 0,208$ мм. Якщо порівнювати зі зразками ПК-15 і ПК-20, то руйнівне зусилля після 10-ти повторних навантажень у зразках ПП-15 зменшилося на 12,3 %, а у зразках ПП-20 – на 14,3 %. Отже, на руйнівне зусилля витягання арматурних стержнів впливає відношення їх жорсткості до жорсткості бетонної призми.

Висновки

1. Величина поперечного перерізу бетонної призми в межах розмірів, які досліджувалися, майже не впливає на величину руйнівного максимального зусилля витягання арматурного стержня класу А500С.
2. Розміри поперечного перерізу бетонної призми впливають на величини взаємних зміщень, а сам характер впливу залежить від співвідношення жорсткості бетонної оболонки до жорсткості арматурного стержня.

3. Повторні навантаження в межах 10-ти циклів до рівня 0,6 від руйнівного зусилля призводять до збільшення в 3 рази повних зміщень вільних кінців арматурних стержнів відносно бетонної оболонки.

4. Повторні навантаження незначно, але все ж впливають на величину руйнівної сили висмикування стержнів залежно від співвідношення їх жорсткостей.

References

1. Holmyanskyj M.M. Kontakt armatury s betonom. – М.: Strojy`zdat, 1981. – 184 с.
2. Chapyuk O.S. Doslidzhennya vply`vu povtorny`x navantazhen`rizny`x rivniv na mezhu zcheplyennya armaturnogo prokatu klasu A500S z betonom / O.S. Chapyuk // Resursoekonomni materialy`, konstrukciyi, budivli ta sporudy`: Zbirny`k naukovy`x prac`. - Rivne: NUVGP, 2009. - Vy`pusk 18. - S. 359 – 365.
3. Baby`ch Ye.M. Doslidzhennya zcheplyennya armaturnogo prokatu serpovy`dnogo profilyu z betonom pry` odnorazovomu i povtornomu vy`tyaganni / Ye.M.Baby`ch, B.A. Vavry`nyuk, O.S. Chapyuk // Visny`k OДАBA. - Odesa, 2009. - Vy`pusk 35. - S. 18-24.
4. Chapyuk O.S. Charaktery`sty`ka napruzhenno-deformovanogo stanu zcheplyennya z betonom armatury` serpovy`dnogo profilyu / Mistobuduvannya ta tery`torial`ne planuvannya: Nauk.-texn. zbirny`k – K., KNUBA, 2014. – Vy`p. 54. – S. 461-467

Список використаних джерел

1. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.
2. Чапюк О.С. Дослідження впливу повторних навантажень різних рівнів на межу зчеплення арматурного прокату класу А500С з бетоном / О.С. Чапюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. - Рівне: НУВГП, 2009. - Випуск 18. - С. 359 – 365.
3. Бабич Є.М. Дослідження зчеплення арматурного прокату серповидного профілю з бетоном при одnorазовому і повторному витяганні / Є.М.Бабич, Б.А. Вавринюк, О.С. Чапюк // Вісник ОДАБА. - Одеса, 2009. - Випуск 35. - С. 18-24.
4. Чапюк О.С. Характеристика напружено-деформованого стану зчеплення з бетоном арматури серповидного профілю / Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник – К., КНУБА, 2014. – Вип. 54. – С. 461-467

**ВПЛИВ ДЕФОРМАЦІЙ ПОПЕРЕЧНОГО ЗСУВУ ТА ОБТИСНЕННЯ
НА ВЕЛИЧИНУ КРИТИЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ ДЛЯ КРИВИХ
СТРИЖНІВ**

**INFLUENCE OF TRANSVERSE SHIFT AND COMPRESSION ON THE
VALUE OF CRITICAL LOAD FOR CURVED RODS**

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

**Shvabyuk V.I., Doctor of Engineering, Professor, Rotko S.V., Ph.D. in
Engineering, Associate Professor, Matkova A.V., Ph.D. in Engineering,
Associate Professor, Shvabyuk V.V., Ph.D. in Engineering, Associate
Professor (Lutsk National Technical University)**

Досліджуються уточнені розрахункові формули для визначення критичного навантаження для стрижнів із криволінійною віссю, котрі враховують вплив деформацій поперечного зсуву та обтиснення. Наводиться аналіз цих ефектів для випадків, коли на кільце із композитного матеріалу діє радіальний тиск і воно втрачає свою кругову форму. Одержані результати близькі (а в деяких випадках і співпадають) до отриманих на основі рівнянь плоскої задачі теорії пружності, коли поперечний модуль пружності прямує до нескінченності.

The refined calculation formulae for determining the critical load for curved axis rods, which take into account the influence of transverse shear and compression deformations, are investigated. An analysis of these effects is given for cases when the ring of composite material is subjected to radial pressure and it loses its circular shape. It is known that composite materials have anisotropic properties by nature, and their strength and rigidity characteristics can differ significantly. Therefore, the calculation of elements from such materials requires more accurate models and calculation equations, as well as the use of more advanced mathematical methods. In contrast to the calculated equations, where the previous authors considered the transverse displacement only partially and the transverse compression was neglected, in this paper the transverse compression is accounted to the fourth exponent of the transverse coordinate, and the transverse displacement - to the third. Therefore, the calculated equations are more accurate, the results of the obtained calculations also have the corresponding accuracy. To convert the system of differential bending equations into differential

equations for critical load calculation, the known substitutions used by H.S. Golovin and V.V. Bolotin for similar tasks were used. The numerical result obtained for the composite material ring is approximately 20% lower compared to the similar result if the ring material was isotropic. Calculations have shown that the effect of transverse compression deformation for a ring with a relative thickness $h/R=0,1$ is insignificant - within 1-2 %, depending on the ratio of elasticity modulus. The acquired results are close to those obtained on the basis of plane elasticity theory problem, when the transverse modulus of elasticity approximates infinity.

Ключові слова: критичне навантаження, криволінійні стрижні, кільце, деформації поперечного зсуву та обтиснення, рівняння рівноваги.

Keywords: critical load, curvilinear rods, ring, transverse shear and compression deformations, equilibrium equation.

Вступ. При будівництві великої кількості інженерних споруд у якості утримувальних елементів часто використовуються кільцеві та аркові конструкції. Розрахунок таких елементів необхідно проводити не тільки на міцність і жорсткість, а й на стійкість, що є складною проблемою механіки деформівного твердого тіла та будівельної механіки. Проблема визначення критичного навантаження стає особливо актуальною у даний час, коли для виробництва елементів конструкцій почали використовуватися композитні матеріали. Дані матеріали, за своєю природою, мають анізотропні властивості, тому їх розрахунок вимагає точніших моделей та розрахункових рівнянь, а також застосування досконаліших математичних методів. Такими методами можуть бути як методи теорії пружності для анізотропного матеріалу, так і прикладні методи, побудовані на системі різноманітних гіпотез розподілу за товщиною напружень та деформацій.

Аналіз останніх досліджень, постановка мети і задач досліджень. Дослідженню стійкості кривих стрижнів і кільця під дією рівномірного нормального навантаження присвячена низка робіт С.П.Тимошенка, С.Г.Лехніцького та ін. [1-3]. Згадані автори для отримання своїх результатів використовують диференціальні рівняння рівноваги зігнутої осі стрижня, де справедливі гіпотези класичної теорії згину тонких стрижнів із урахуванням дії тільки згинальних моментів. Разом з тим, у цих розрахунках розглядувані елементи конструкцій вважалися ізотропними, а товщина їх під дією навантаження залишалася незмінною уздовж довжини елемента. Формули для критичного навантаження, що були отримані цими авторами, є достатньо простими як для підрахунків,

так і для якісного аналізу. Одночасно, для випадків композитних елементів вони можуть стати хибними і непридатними до використання.

Найбільш поширеними, на сьогоднішній час, є гіпотези прикладних теорій типу С.Тимошенка – гіпотези лінійного розподілу за товщиною напружень та деформацій, де у результаті таких допущень вирази для переміщень кільця або арки трансформуються до вигляду:

$$V(\varphi, z) = v(\varphi) + z \cdot \gamma_\varphi; \quad W = w(\varphi). \quad (1)$$

Тут $\gamma_\varphi = \frac{3}{2h^2} \int_{-h}^h \frac{V_z}{h} dz$ – невідомий узагальнений кут повороту

нормального перерізу елемента стрижня в площині φ, z , $w(\varphi)$ – радіальне переміщення середньої лінії елемента кільця або арки, а $2h$ – висота їх перерізів. Перехід до класичної теорії здійснюється заміною

$$\text{величини } \gamma_\varphi = \frac{v}{R} - \frac{1}{R} \frac{\partial w}{\partial \varphi}.$$

Основними недоліками теорій типу С.Тимошенка є неврахування зміни товщини поперечного перерізу (поперечного обтиснення) при згині, а також неврахування деформації поперечного зсуву (поперечної сили) при визначенні нормальних напружень σ_φ . Дотичні напруження $\tau_{\varphi z}$ у цій моделі вважаються сталими, тому при визначенні кривини $w''(\varphi)$ вводиться безрозмірний коефіцієнт k' , який залежить тільки від геометричної форми перерізу.

Для усунення більшості із цих недоліків С.А. Амбарцумян [4], Ю.М. Тарнопольский і А.В. Розе [5] та інші [6] у своїх монографіях запропонували нелінійний закон зміни переміщення $V(\varphi, z)$ за товщиною перерізу:

$$V(\varphi, z) = v(\varphi) + z \cdot \gamma_\varphi + \frac{3z}{4h} \left(\frac{1}{5} - \frac{z^2}{3h^2} \right) \cdot \frac{Q_\varphi}{G'}, \quad (2)$$

де Q_φ, G' – поперечна сила та модуль зсуву у поперечному перерізі стрижня; $w(\varphi)$ – переміщення середньої лінії стрижня.

Разом із тим, у запропонованій моделі надалі не враховується поперечне обтиснення, тобто вертикальне переміщення $W = w(\varphi)$ залишається сталим по товщині.

Побудова уточненої моделі деформації композитного кільця

Для усунення названих недоліків попередніх моделей стрижнів авторами [7] було запропоновано уточнений нелінійний розподіл за товщиною тангенціального переміщення $V(\varphi, z)$ кільця (рис.1) із урахуванням поперечного обтиснення у виразі для радіального переміщення $W(\varphi, z)$ від дії поверхневого навантаження (нормального і дотичного):

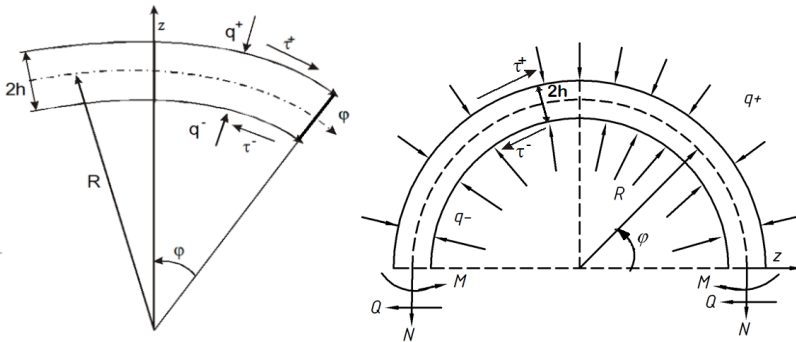


Рис. 1. Схема навантаження елементів кільця

$$\begin{aligned}
 V(\varphi, z) = & v\left(1 + \frac{z}{R}\right) - \frac{z}{R} \cdot \frac{dw}{d\varphi} + \frac{z}{3} \left(3 + \frac{z}{R} - \frac{z^2}{h^2} - \frac{h^2}{R^2} \right) \frac{Q(\varphi)}{K_\varphi} + \\
 & + \frac{\tau_1}{2tG'} \left(2 + \frac{z}{R} - \frac{h^2}{R^2} \right) \cdot z + \frac{\tau_2}{2tG'} \left(\frac{z}{h} + \frac{h}{R} \right) \cdot z; \quad (3)
 \end{aligned}$$

$$W(\varphi, z) = w(\varphi) - \frac{q}{2tE'} z - \frac{3}{8} \frac{q}{tE'} \left(\frac{z^2}{h} - \frac{z^4}{6h^3} \right) - \\ - \frac{\mu''}{R} \frac{dv}{d\varphi} \left(z + \frac{z^2}{2R} \right) + \frac{\mu''}{2R^2} \frac{d^2 w}{d\varphi^2} z^2,$$

де $K_\varphi = \frac{4}{3} G'th$, $\tilde{w} = w + \frac{3}{8} \frac{qh}{tE'} + \frac{\mu'' h^2}{2R^2} \frac{d^2 w}{d\varphi^2}$; v, w – переміщення

середньої лінії кільця у напрямі осей φ та z ; E', G', μ'' – модулі пружності та коефіцієнт Пуассона у поперечному напрямі перерізу кільця; t – ширина поперечного перерізу кільця.

Невідомі складові переміщень (3): $v(\varphi)$, $w(\varphi)$ і $\tilde{w}_\tau(\varphi)$ знаходяться із трьох рівнянь рівноваги, одержаних шляхом інтегрування відповідних рівнянь рівноваги [4] у напруженнях, за умови сталого радіального навантаження на кільце ($q^- = 0$; $q^+ = q = const$) та поверхневого дотичного $\tau_i(\varphi)$, зводяться до вигляду:

$$\frac{dN}{d\varphi} + Q = -2R \frac{\tau_2}{t} - 2h \frac{\tau_1}{t}; \\ \frac{dM}{d\varphi} - QR = -2Rh \frac{\tau_1}{t} - 2h^2 \frac{\tau_2}{t}; \\ \frac{dQ}{d\varphi} - N = -q \frac{R}{t} \left(1 + \frac{h}{R} \right), \quad (4)$$

де $N = t \int_{-h}^h \sigma_\varphi dz$ – поздовжня сила, $Q = t \int_{-h}^h \tau_{z\varphi} dz$ – поперечна сила,

$M = t \int_{-h}^h z \sigma_\varphi dz$ – згинальний момент, які діють в поперечних перерізах

кільця, шириною t ; $\tau_{1,2} = \frac{1}{2} (\tau^+ \pm \tau^-)$.

Система рівнянь (4), за умови сталого радіального навантаження на кільце ($\tau_i = 0$), може бути зведена до наступного вигляду:

$$\frac{d^2 N}{d\varphi^2} + N = q_z R; \quad \frac{d^2 Q}{d\varphi^2} + Q = 0; \quad \frac{d^2 M}{d\varphi^2} - RN = -q_z R^2, \quad (5)$$

де $q_z = -q(1 + h/R)$.

Розв'язком першого диференціального рівняння буде:

$$N(\varphi) = A \cos \varphi + B \sin \varphi + q_z R, \quad (6)$$

де A, B – константи, котрі знаходяться із граничних умов. Для осесиметричного навантаження коефіцієнти $A = B = 0$. Тоді кільцева сила $N = -q(1 + h/R)$. Використавши рівняння системи (4), у якому

$$Q = -\frac{dN}{d\varphi}, \text{ одержимо } Q = 0. \text{ Розв'язок другого рівняння системи (4), із}$$

врахуванням попередніх результатів, приводить до залежності $M = C$, де C – стала, що знаходиться із граничних умов для конкретної задачі.

Якщо ж систему диференціальних рівнянь (4) записати через невідомі величини $v(\varphi)$, $w(\varphi)$ і $\tilde{w}_\tau(\varphi)$, то можна перейти до визначення названих вище невідомих складових переміщень, користуючись рівняннями такого вигляду:

$$\begin{aligned} \frac{d^2 w}{d\varphi^2} + w = & -\frac{MR^2}{E_\varphi I'} + \frac{6}{5} \frac{R}{G'} \left(\frac{N}{A} + \frac{q}{2t} \frac{R}{h} \right) \cdot \left(1 - 0,7 \frac{h^2}{R^2} \right) - \\ & - \frac{q}{2tE'} \left(1 - \frac{6}{5} \frac{E'}{G'} \right) \cdot R - \frac{1}{5} \left(\frac{\tau'_1}{tG'} + \frac{\tau'_2}{tG'} \cdot \frac{h}{R} \right) \cdot R; \quad (7) \\ \frac{1}{R} \frac{d\tilde{w}_\tau}{d\varphi} = & \frac{Q(\varphi)}{K_\varphi} - \frac{3}{2} \left(\frac{\tau_1}{tG'} + \frac{\tau_2}{tG'} \frac{h}{3R} \right). \end{aligned}$$

$$\text{Тут } I' = \int_A \frac{R}{R+z} z^2 dA \approx I \left(1 + \frac{3h^2}{5R^2} + \frac{3h^4}{7R^4} + \dots \right); \quad I = 2th^3 / 3; \quad \tau'_1, \tau'_2 -$$

перші похідні за φ ; $A = ht$ – площа поперечного перерізу кільця.

Для розв'язування задачі визначення критичного навантаження $p_{кр}$, у результаті дії якого кільце втрачає свою початкову кругову форму, в

системі диференціальних рівнянь (7) скористаємося замінами, котрі застосовувалися Х.С. Головіним [1] та В.В. Болотіним [8], $\tau_i = 0$:

$$M(\varphi) = pRw(\varphi), \quad q^+ = -\frac{p}{R} \left(\frac{d^2w}{d\varphi^2} + w \right). \quad (8)$$

Підставивши їх у (9), отримаємо диференціальне рівняння для радіальних переміщень W середньої лінії кільця

$$\frac{d^2w}{d\varphi^2} + k^2w = 0, \quad (9)$$

де $k^2 = \frac{1 + \alpha_1 p R^3 / (E_\varphi I')}{1 - 0.6 \alpha_2 p R / (h G')}$; $\alpha_1 = 1 - \frac{E_\varphi I'}{2 E_3 R^3} (1 - 2\nu')$;

$$\alpha_2 = 1 - \frac{2 \nu' G'}{3 E_3} + \frac{5 h G'}{6 R E_3} (1 - 2\nu').$$

Розв'язком рівняння (9) буде залежність:

$$w(\varphi) = C_1 \sin k\varphi + C_2 \cos k\varphi, \quad (10)$$

де коефіцієнти C_1 та C_2 залишаються довільними, але нескінченно малими.

У зв'язку із замкненістю кільця граничні умови замінюються умовою, що функція $w(\varphi)$ має бути періодичною функцією від φ з періодом $2\pi n$, де $n = 1, 2, 3, \dots$. Тобто, $k(\varphi + 2\pi) = k\varphi + 2\pi n$, або $k = n$.

Рівняння (9) буде задовольнятися тоді, коли виконуватиметься рівність

$$p = (m^2 - 1) \frac{E_\varphi I'}{R^3} \cdot \kappa. \quad (11)$$

де κ – коефіцієнт, що враховує вплив деформацій поперечного зсуву та обтиснення:

$$\kappa = (\alpha_1 + 0.4 \alpha_2 m^2 h^2 E_\varphi / (R^2 \cdot G'))^{-1}. \quad (12)$$

Ю.М. Тарнопольським та А.В. Розе дана задача була розв'язана у постановці плоскої задачі теорії пружності, коли товщина кільця

вважалася сталою ($\varepsilon_z = 0$). Формула для критичного тиску (за такої постановки) ними була записана наступним чином:

$$p = (m^2 - 1) \frac{E_\varphi I'}{R^3} \cdot \varphi_m, \quad (13)$$

де $\varphi_m = \frac{3(\kappa_m - th\kappa_m)}{\kappa_m^3} \approx (1 + 0,4\kappa_m^2)^{-1}$; $\kappa_m \approx 2m \frac{h}{R} \sqrt{\frac{E_\varphi}{G'}}$.

Поклавши у формулі (12) параметри $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$, $I' = I$, одержимо частковий результат(13), отриманий за умови нехтування впливу обтиснення поперечного перерізу кільця, коли $\nu' = 0$, а поперечний модуль пружності E_3 прямує до нескінченності [7]:

$$\kappa = \kappa_T = \left(1 + 0,4\kappa_m^2\right)^{-1}, \quad \kappa_m^2 = 4m^2 h^2 E_\varphi / (R^2 \cdot G').$$

Приймаючи мінімальне значення $m = 2$, одержимо вираз для критичного навантаження, який можна записати у формі:

$$p_{кр} = p_{кр}^{кл} \cdot \kappa, \quad (14)$$

де $p_{кр}^{кл} = \frac{3E_\varphi I}{R^3}$ – критичний тиск, отриманий Морісом Леві [2] за формулами класичної теорії кривих стрижнів без урахування деформацій поперечного зсуву та обтиснення.

Викривлена форма кільця, що відповідає критичному навантаженню, описується рівнянням:

$$w = C_1 \cos 2\varphi + C_2 \sin 2\varphi. \quad (15)$$

Із рівняння (15) видно, що при втраті стійкості кільце приймає овальну форму. Аналіз формул (11) - (15) приводить до висновку, що поперечний зсув та обтиснення значно понижують величину критичного тиску для композитного кільця. Так, для ізотропного кільця, коли відношення:

$E_\varphi / E_3 = 1$; $E_\varphi / G' = 2,6$; $\nu = 0,3$; $h / R = 0,1$, коефіцієнт $\kappa = 0,96$, а для композитного кільця з відношеннями модулів: $E_\varphi / E_3 = 10$; $E_\varphi / G' = 20$; $\nu'' = 0,3$; $\nu' = 0,03$ – коефіцієнт $\kappa = 0,75$. Тобто, у цьому випадку критичне навантаження знизилося на 25%.

З одержаних формул, як частковий випадок, легко одержується результат Ю.М. Тарнопольського та А.В. Розе $-\kappa = 0,76$, що враховує тільки деформацію поперечного зсуву. Тобто, вплив поперечного обтиснення ще більше знижує значення критичного тиску. У формулах [2] Моріса Леві (1884), що одержані на базі рівнянь класичної теорії криволінійних стрижнів, значення параметра $\kappa = 1$. Тобто, неврахування впливу поперечного зсуву та обтиснення значно завищує величину критичного тиску для кільця по причині, що кільце у радіальному напрямку вважається таким самим жорстким, як і у тангенціальному. Уточнені результати є значно нижчими порівняно із класичними, що узгоджується із результатами (аналітичними та експериментальними) для прямолінійних стрижнів. Так, у експериментальних дослідженнях Л.В. Баєва та Н.Г. Торшєнова (1968) для склопластикових прямолінійних стрижнів ці висновки узгоджувалися та наближалися до аналітичних, де ураховувалися згадані уточнення. Для композитних елементів у вигляді кільця та арок подібні дослідження авторам невідомі.

Висновки

Отримані нові рівняння та формули визначення величини критичного тиску для композитного кільця, де враховуються деформації поперечного зсуву та обтиснення. Отримано величину критичного тиску для композитного кільця, яка близька до аналогічного результату Ю.М. Тарнопольського та А.В. Розе, якщо знехтувати ефектом врахування деформації поперечного обтиснення. Для випадків ізотропного та композитного матеріалів наведені числові результати для коефіцієнтів уточнення величини критичного тиску для кільця, порівняно із результатами класичної теорії. Разом з тим, результат, що отриманий для кільця із композитного матеріалу, приблизно на 20% нижчий від аналогічного результату, коли б матеріал кільця був ізотропним. Підрахунки показали, що вплив деформації поперечного обтиснення для кільця із відносною товщиною $h/R = 0,1$ є незначним – у межах 1-2%, залежно відношення модулів пружності. Причинами такого пониження є урахування деформацій поперечного зсуву та обтиснення.

References

1. Golovy`n X.S. Odnа y`z zadach staty`ky` uprugogo tela. // Y`zv. S.-Peterburgskogo prakty`cheskogo texnolog`cheskogo y`nsty`tuta, 1880-1881, str.373-410.
2. Ty`moshenko S.P. Ustojchy`vost` sterzhnej, plasty`n y` obolochek. M.: Nauka, 1971. 808 s.
3. Lexny`czky`j S.G. Any`zotropnye plasty`nky`. Y`zd.2-e.-M.: Gos.y`zd. techn.-teor. ly`teratury.1957. 416 s.
4. Ambarcumyan S.A. Teory`ya any`zotropny`x plasty`n. M.; Nauka, 1987. 360s.
5. Tarnopol`sky`j Yu.M. Osobennosty` rascheta detalej y`z army`rovanny`x plasty`kov / Yu.M. Tarnopol`sky`j, A.V. Roze A.V. // Ry`ga: Zy`natne, 1969. 276 s.
6. Sheremet`ev M.P. K postroeny`yu utochnennoj teory`y` plasty`n M.P. Sheremet`ev, B.L. Pelex // Y`nzh. zhurnal. 1964. T.4. V.3. S.504-509.
7. Shvab`yuk V.I. Linijne deformuvannya, micznist` i stijkist` kompozy`tny`x obolonok seredn`oyi товshhy`ny` V.I. Shvab`yuk, S.V. Rotko / monografiya. Lucz`k, 2015. 264 s.
8. Boloty`n V.V. Ob uravneny`yah teory`y` ustojchy`vosty` tonky`x uprugy`x obolochek // Mexany`ka tverdogo tela. 1967, # 4. S. 12-16.
9. Baev L.V. Ustojchy`vost` sterzhnej y`z stekloplasty`kov / L.V.Baev, N.G. Torshenov // Mexany`ka poly`merov. 1968. #5.

Список використаних джерел

1. Головин X.C. Одна из задач статики упругого тела. // Изв. С.-Петербургского практического технологического института, 1880-1881, стр. 373-410.
2. Тимошенко С.П. Устойчивость стержней, пластин и оболочек. М.: Наука, 1971. 808 с.
3. Лехницкий С.Г. Анизотропные пластинки. Изд.2-е.-М.: Гос.изд. техн.-теор. литературы.1957. 416 с.
4. Амбарцумян С.А. Теория анизотропных пластин. М: Наука, 1987. 360с.
5. Тарнопольский Ю.М. Особенности расчета деталей из армированных пластиков / Ю.М. Тарнопольский, А.В. Розе А.В. // Рига: Зинатне, 1969. 276 с.
6. Шереметьев М.П. К построению уточненной теории пластин М.П. Шереметьев, Б.Л. Пелех // Инж. журнал. 1964. Т.4. В.3. С.504-509.
7. Шваб`юк В.І. Лінійне деформування, міцність і стійкість композитних оболонок середньої товщини /В.І. Шваб`юк, С.В. Ротко / монографія. Луцьк, 2015. 264 с.
8. Болотин В.В. Об уравнениях теории устойчивости тонких упругих оболочек // Механика твердого тела. 1967, № 4. С. 12-16.
9. Баев Л.В. Устойчивость стержней из стеклопластиков / Л.В.Баев, Н.Г. Торшенов // Механика полимеров. 1968. №5.

**ЗАСТОСУВАННЯ ІНЖЕНЕРНОГО ОБЛАДНАННЯ З
УДОСКОНАЛЕННЯМ СВІТЛОФОРНИХ ОБ'ЄКТІВ ПРИ
КАПІТАЛЬНОМУ РЕМОНТІ ПРОСПЕКТУ СОБОРНОСТІ
У М. ЛУЦЬКУ**

**APPLICATION OF ENGINEERING EQUIPMENT WITH
IMPROVEMENT OF TRAFFIC LIGHT OBJECTS DURING CAPITAL
REPAIR OF CATHEDRAL AVENUE IN LUTSK**

**Шимчук О.П., к.т.н., доц., Талах Л.О., к.т.н., доц., Ясюк І.М.,
к.т.н., старший викладач, Процюк В.О., к.т.н., старший викладач,
Рибак Т.П., магістр (Луцький національний технічний університет)**

**Shymchuk O.P., Ph.D. in Engineering, Associate Professor,
Talakh L.O Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Yasiuk I.M., Ph.D.,
senior lecturer, Protsiuk V.O., Ph.D., senior lecturer, Rybak T.P., mahistr
(Lutsk National Technical University)**

У роботі розглянуто покращення організації руху транспорту та пішоходів на проспекті Соборності у м. Луцьк за рахунок удосконалення світлофорних об'єктів та застосування інженерного обладнання. При цьому підвищиться безпека руху та якість надання послуг транспорту.

The role of vehicles, which is constantly growing and the needs of mankind in it require the rapid creation of the necessary conditions to ensure convenient, comfortable and, above all, safe movement of vehicles and pedestrians. For this purpose, on city streets and public roads, work on planning and installation of technical means of traffic organization is constantly and purposefully carried out.

To date, the high growth of motorization in the world, including in our country, has contributed to significant problems associated with the normal functioning of the organization of road traffic, overcoming which requires a systematic approach of designers, contractors, controllers and specialists in this field.

An integrated approach to the development, implementation and improvement of all existing measures of traffic organization and the supply of new ones, largely meets the needs of the economy of our state and population in the transportation of goods and passengers, while ensuring a high level of road safety and optimal speeds on public roads. use and streets of settlements.

The first road accident (hitting a cyclist) occurred in 1896, and the first fatal road accident occurred on August 17 of that year. And then there is an annual increase in road accidents. Every year 300 thousand people die in the world, 30 times more are injured

Therefore, the problem of constant improvement and improvement of the organization of traffic on streets and roads is acute. Mankind in this area is trying to

reduce the consequences of road accidents, by improving existing and inventing new engineering equipment for public roads and streets of settlements

The paper considers the improvement of the organization of traffic and pedestrians on Sobornosti Avenue in Lutsk due to the improvement of traffic light facilities and the use of engineering equipment. This will increase traffic safety and the quality of transport services.

Ключові слова: удосконалення, автотранспорт, пішохід, вулиця, автомобільна дорога, організація дорожнього руху, безпека руху, дорожньо-транспортна пригода, засоби організації руху, світлофорний об'єкт.

Keywords: improvements, motor transport, pedestrian, street, highway, traffic organization, traffic safety, traffic accident, means of traffic organization, traffic light object.

Постановка проблеми. Роль автотранспорту, яка постійно зростає та потреби людства в ньому вимагають швидкого створення потрібних умов для забезпечення зручного, комфортного та, в першу чергу, безпечного руху транспортних засобів і пішоходів. Для цього на міських вулицях і дорогах загального користування, постійно та цілеспрямовано проводиться робота із планування та влаштування технічних засобів організації дорожнього руху.

На сьогоднішній день високий ріст автомобілізації в світі, зокрема і в нашій країні, сприяв виникненню значних проблем, пов'язаних із нормальним забезпеченням функціонування організації дорожнього руху, подолання яких вимагає системного підходу проєктантів, виконавців робіт, контролерів та спеціалістів даної галузі.

Комплексний підхід до розвитку, впровадження та удосконалення усіх існуючих заходів організації дорожнього руху та пропозиції нових, дозволяє в значній мірі забезпечити потреби економіки нашої держави та населення в перевезенні вантажів та пасажирів, при цьому забезпечуючи високий рівень безпеки дорожнього руху та оптимальних швидкісних режимів на дорогах загального користування та вулицях населених пунктів.

«Перша дорожньо-транспортна пригода (наїзд на велосипедиста) відбулася у 1896 року, а перша дорожньо-транспортна пригода з летальним наслідком відбулася 17 серпня цього ж року. І далі спостерігається щорічне зростання ДТП. Щорічно в світі гине 300 тисяч чоловік, у 30 разів більше отримують травми» [1].

Тому, гостро стоїть проблема постійного покращення та вдосконалення організації дорожнього руху на вулицях і дорогах. Людство в даній галузі всіляко пробує зменшити наслідки дорожньо-транспортних пригод, шляхом вдосконалення існуючого та винайдення нового інженерного обладнання для доріг загального користування та вулиць населених пунктів [1,2].

Аналіз останніх досліджень. Можливість використання засобів автоматизації для управління дорожнім рухом в процесі розробки проектів організації дорожнього руху вивчали науковці як в Україні, так і за кордоном. В роботі [2] розглядається можливість застосування систем автоматизованого управління дорожнім рухом як одного із методів аудиту організації міського руху. Методам комплексної оцінки режимів світлофорного регулювання на перехрестях присвячена робота [3].

Метою роботи було удосконалення світлофорних об'єктів і використання необхідного інженерного обладнання на проспекті Соборності у місті Луцьку для підвищення безпеки та комфорту транспортних і пішохідних потоків, а також мешканців прилеглої забудови даного проспекту.

Результати досліджень. Станом на сьогодні автомобільний транспорт являється одним з найбільш небезпечних порівняно з іншими видами транспорту.

Проспект Соборності в м. Луцьку відноситься до магістральних вулиць загальноміського значення. В районі проектування проспект Соборності має шість смуг руху (по три смуги руху в кожному напрямку), до якої примикає декілька вулиць. Існуючі, оточуючі об'єкти забудови вздовж проспекту Соборності: 9-ти поверхові житлові будинки з вбудовано-прибудованими приміщеннями комерційного призначення, зупинки громадського транспорту, автопарковки, малі архітектурні форми. Тому насичення учасниками дорожнього руху в даному районі досить високе. Все вищесказане призводить до необхідності покращення організації руху транспорту та пішоходів на даному проспекті, з метою забезпечення максимальної безпеки руху.

При цьому варто звернути увагу на автоматизовані засоби управління дорожнім рухом.

Удосконалення дорожнього руху включає в себе роботи по встановленню світлофорних стійок та світлофорних об'єктів з відповідними дорожніми знаками та дорожньою розміткою; відновленню дорожнього мощення в бордюрному профілі з влаштуванням пішохідних та велосипедних доріжок; розміщення дорожніх знаків, влаштування зупинок громадського транспорту, пішохідного огороження та нанесення дорожньої розмітки; відновлення благоустрою прилеглої території з підрізкою існуючих кущів та дерев, а також переведення режиму роботи світлофорів для безперешкодного руху по головній дорозі (проспекті Соборності).

Власлідок капітального ремонту дорожнього одягу будуть поліпшені транспортно-експлуатаційні показники проїзної частини, підвищиться безпека дорожнього руху та якість транспортних послуг.

Пропускна спроможність транспорту та пішоходів в місцях встановлення світлофорів проспекту Соборності представлена в таблиці 1.

Таблиця 1

Пропускна спроможність проспекту Соборності

№ п/п	Найменування	Одиниці виміру	Показники					
			Гіпермаркет ТАМ-ТАМ	Перехрестя Соборності-Чорновола	Соборності, 33	Перехрестя Соборності-Воїнів-афганців	ТЦ «Салют»	Перехрестя Соборності- Молоді
1	Пропускна спроможність пішохідних переходів	люд./год	1200	1200	1200	1200	1200	1200
2	Пропускна спроможність проїзної частини							
	Проспект Соборності	прив. од./год	1890	1890	1890	1890	1890	1890
	Проспект Молоді	прив. од./год	-	-	-	-	-	1330
	Вулиця Чорновола	прив. од./год	-	1300	-	-	-	-
	Вулиця Воїнів-афганців	прив. од./год	-	-	-	700	-	-

Світлофорне регулювання руху використовується при змінному пропуску транспортних і пішохідних потоків по взаємно конфліктуючих напрямках. Насамперед це ставитися до перехресть із інтенсивним рухом, де за допомогою знаків і розмітки не можна забезпечити безпеку руху [4].

В автоматизовану систему керування дорожнім входять багато різного обладнання, яке буде використане при удосконаленні дорожнього руху на проспекті Соборності у місті Луцьку, основне з яких зображено на рисунках 1, 2, 3.



Рис. 1. Світлофори різного призначення: а - транспортний світлодіодний; б - пішохідний світлофор з відліком часу; в - світлофор з відліком часу для регулювання пішохідних та велосипедних напрямків руху

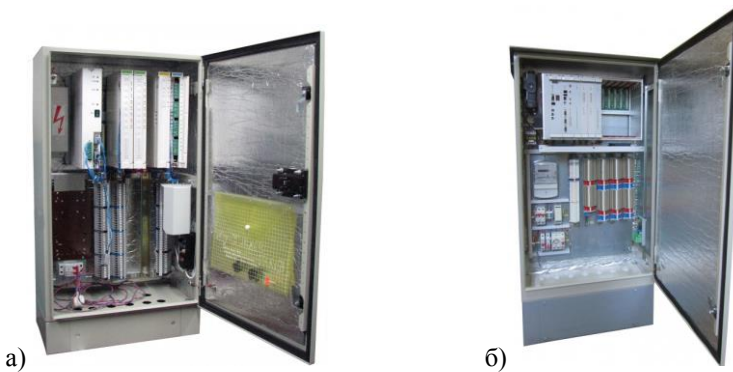


Рис. 2. Дорожній контролер PE 2012 (а), PE 5000 (б)

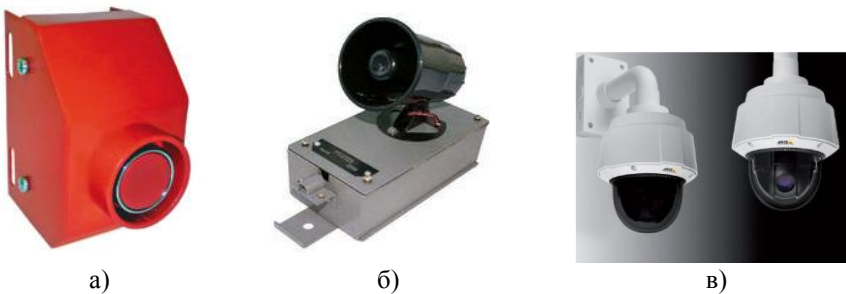


Рис. 3. Кнопка визивна пішохідна (а); пристрій звукового сповіщення PE2323 (б); відеокамера (в)

Розрахунок режиму роботи світлофорної сигналізації по проспекту Соборності приведемо на прикладі перехрестя проспекту Соборності та Молоді. На основі цих розрахунків за допомогою програмного комплексу САПР будуємо діаграму координованого управління.

Аналіз картограми інтенсивності руху (Рис. 4) вказує на необхідність безконфліктного пропуску пішохідних потоку 4 з урахуванням його високої інтенсивності, а також інтенсивності лівоповоротного потоку 9. Право- і лівоповоротні потоки 8,6,9 і 3 малоінтенсивні. З урахуванням картограми інтенсивності руху і зважаючи на інтенсивність транспортного 6 і пішохідного 7 потоків, вказаний лівий поворот може бути організований методом «просочування» (у відповідності з принципами пофазного роз'їзду конфліктні точки вважаються допустимими).

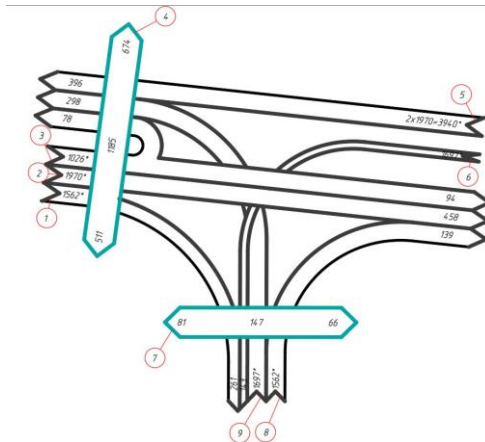


Рис. 4. Картограми інтенсивності руху

Таким чином, рух на перехресті може бити організовано в дві фази з пропуском:

в 1-ій фазі рух по просп. Соборності транспортних потоків прямого напрямку з поворотом праворуч на просп. Молоді і лівоповоротного потоку, що виходять з просп. Соборності на Молоді і пішохідів через проспект Молоді;

в 2-ій фазі транспортних потоків з просп. Молоді і пішохідних потоків через просп. Соборності.

Враховуючи таке смуги на підходах до перехрестя потрібно спеціалізувати:

- з просп. Соборності ліва смуга в напрямку Молоді призначена для руху тільки наліво, середня і права прямо. У зустрічному напрямку по просп. Соборності права смуга призначена для руху направо, середня – прямо, ліва – прямо і наліво (розвороту);

- з просп. Молоді права смуга призначена для руху тільки направо, ліва – тільки наліво.

Після визначення числа фаз і порядку роз'їзду транспортних засобів розраховуємо потоки насичення і фазові коефіцієнти для кожного напрямку в кожній фазі регулювання. Номери фаз і напрямків руху позначаємо відповідними індексами (рис. 5). У розрахунках для відмінності індексів фаз від індексів напрямків останні поміщені в дужках.

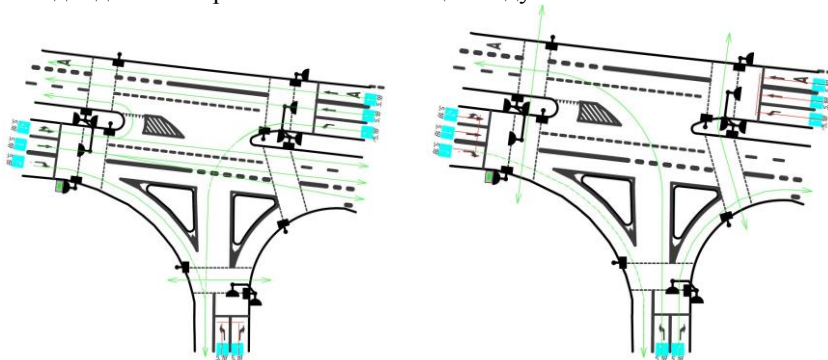


Рис. 5. Схема пофазного роз'їзду

Якщо інтенсивність ліво- і правоповоротного потоків складає більше 10% загальної інтенсивності руху в даному напрямі цієї фази, то потік насичення коригують. Необхідність корекції пов'язана зі зменшенням потоку насичення, оскільки автомобілі, що повертають ліворуч або праворуч із даної смуги руху, затримують основний потік прямого напрямку.

В 1-ій фазі для руху в прямому напрямі по просп. Соборності і при ширині смуги 3,75 м потік насичення може бути прийнятий рівним 1970 од/год.

Для повороту з просп. Соборності направо – $R=35$ м, наліво – $R=25$ м, для розвороту – $R=5$ м.

Для руху по просп. Соборності прямо з двох смуг в сторону ТЦ «Салют»:

$$M_{н5} \text{ прямо} = 3,75 \times 2 \times 525 = 3940 \text{ од/год.}$$

Для повороту з просп. Соборності направо (на просп. Молоді) – $R=35$ м:

$$M_{н1} \text{ направо} = 1800 : (1 + 1,525/35) = 1725 \text{ од/год.}$$

Для руху по просп. Соборності прямо і наліво (розвороту до ТЦ «Салют»):

$$M_{н3} \text{ прямо і розвороту} = 1970 \times 100 : (94 + 1,25 \times 78) = 1026 \text{ од/год.}$$

Для руху по просп. Соборності прямо в сторону ТЦ «Глобус»:

$$M_{н2} \text{ прямо} = 3,75 \times 525 = 1970 \text{ од/год.}$$

Для повороту з просп. Соборності наліво (в сторону просп. Молоді) – R =25 м:

$$M_{н6} \text{ наліво} = 1800: (1+1,525/25)= 1697 \text{ од/год.};$$

В 2-ій фазі для повороту з просп. Молоді направо – R =27 м:

$$M_{н8} \text{ направо} = 1800: (1+1,525/27)= 1704 \text{ од/год.};$$

Для повороту з просп. Молоді наліво - R =25 м:

$$M_{н9} \text{ наліво} = 1800: (1+1,525/27)= 1704 \text{ од/год.};$$

У розрахунках потоки насичення, тривалість циклів і тактів регулювання закругляємо до цілих значень, фазові коефіцієнти і міри насичення напрямів – до другого знаку після коми.

Таким чином:

$$M_{н1}(1)=1725 \text{ од/год.}$$

$$У1(1)=261:1725=0,15$$

$$M_{н1}(2)=1970 \text{ од/год.}$$

$$У1(2)=458:1970=0,23$$

$$M_{н1}(3)=1026 \text{ од/год.}$$

$$У1(3)=172:1026=0,17$$

$$M_{н1}(5)=3940 \text{ од/год.}$$

$$У1(5)=396:3940=0,10$$

$$M_{н1}(6)=1697 \text{ од/год.}$$

$$У1(6)=143:1697=0,08$$

$$M_{н2}(8)= M_{н3}(9)=1704 \text{ од/год.}$$

$$У2(8)=139:1704=0,08$$

$$У2(9)=298:1704=0,17$$

В якості розрахункових для кожної фази вибрані найбільші фазові коефіцієнти, тобто $У1 = 0,23$; $У2 = 0,17$. Їх сума $У = 0,23 + 0,17 = 0,40$.

З урахуванням переважно легкового руху прийнято, що довжина $l_a = 5$ м і середнє уповільнення автомобіля – 4 м/с².

Таким чином, тривалість циклу і основних тактів регулювання $T_{ц}=(1,5 \times 12+5):(1-0,40)=43$ с.

Структура циклу регулювання : $43 = 20 + 4 + 15 + 4$.

$$T_{o1}=(43-8) \times 0,23:0,40=20 \text{ с};$$

$$T_{o2}=(43-8) \times 0,17:0,40=15 \text{ с}.$$

В 1-ій фазі пішоходи переходять проїжджу частину просп. Молоді – 13,0м. В 2-ій фазі пішоходи переходять проїжджу частину просп. Соборності шириною 33,0 м.

Проміжок часу, який необхідний для перетину пішоходами проїзної частини ($t_{пш}$), розраховується за формулою:

$$T_{пш} = 5 + B_{пч} / V_{пш},$$

де $B_{пч}$ – ширина проспекту;

$V_{пш} = 1,3$ м/с - розрахункова швидкість руху пішоходів.

$$T_{пш4 \text{ соб}} = 5 + 33 / 1,3 = 30,0 \text{ с}.$$

$$T_{пш7 \text{ мол}} = 5 + 13 / 1,3 = 15,0 \text{ с}.$$

В 2-ій фазі пішоходи не встигають завершити перехід проїжджої частини, оскільки $T_{пiш4\text{ соб.}} > T_{o2}$. Тому необхідно скорегувати цикл, прийнявши $T_{o2} = T_{пiш4\text{ соб.}} = 30$ с. Після коригування структура циклу: $58 = 20 + 4 + 30 + 4$.

Прийнятий пофазний роз'їзд і скорегована структура циклу покладені в основу розташування на перехресті технічних засобів і графіку режиму роботи світлофорної сигналізації (рис.6).

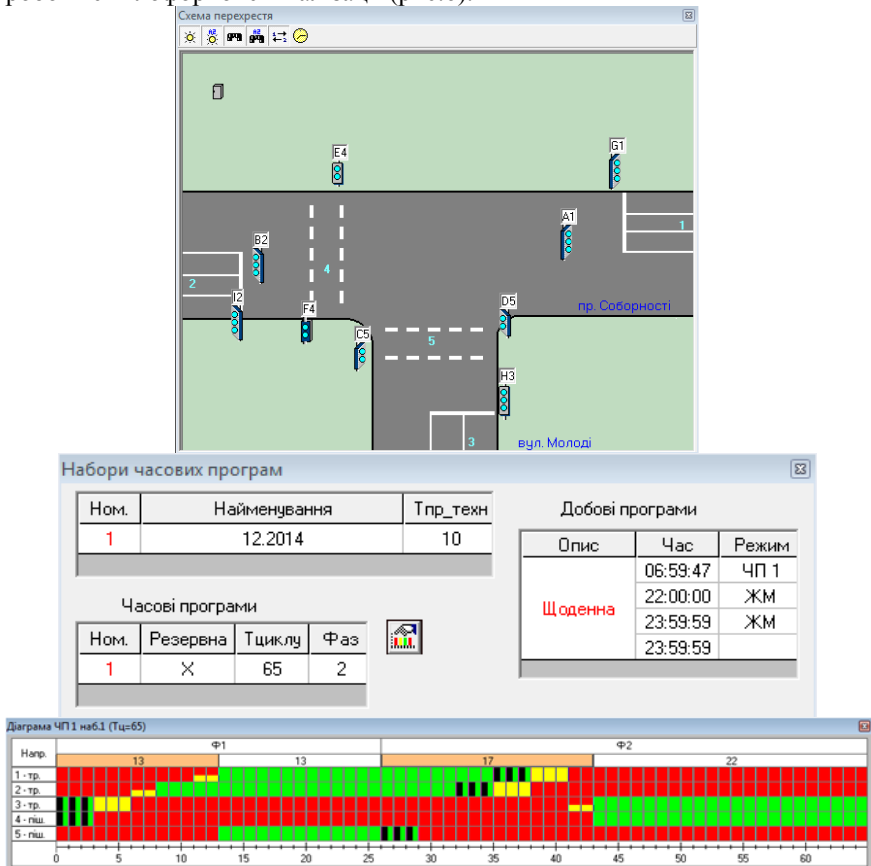


Рис. 6. Циклограма світлофорного регулювання пр. Соборності – Молоді

Відповідно до загальноприйнятих позначень, на плані перехрестя транспортні світлофори типу 1 показані у вигляді півкола, додаткові секції забезпечені стрілками, що вказують напрям їх дії, пішохідні світлофори показані у вигляді прямокутника. Всім їм присвоєні номери, які відбиті в графіку режиму роботи світлофорної сигналізації. В середній частині графіку показано чергування сигналів світлофорів, приведених ліворуч, в

правій його частині — тривалості цих сигналів.

Відповідно до розрахованого циклу роботи світлофорного об'єкту на перехресті вулиць Соборності – Молоді розраховується режим роботи світлофорного об'єкту на переході біля ТЦ «Салют» з урахуванням принципу «зелена хвиля» руху по проспекту Соборності.

Прийнятий пофазний роз'їзд і скоректована структура циклу покладені в основу розміщення на перехресті технічних засобів і графіку режиму роботи світлофорної сигналізації.

Висновки. На основі отриманих результатів можна стверджувати, що визначення тривалості циклу та основних тактів світлофорного регулювання на проспекті Соборності у місті Луцьку дозволить підвищити безпеку та комфорт транспортних і пішохідних потоків, а також мешканців прилеглої забудови даного проспекту.

References

1. <http://kreschatic.kiev.ua/ua/4523/news/1401444842.html>
2. Reitzen E.O. Automated traffic control systems (ASUDR) as a method of auditing the organization of urban traffic / Ye.O. Reitzen, P.P. Zhabitsky // Urban planning and spatial planning. - Vip. 56. - K. - 2015. - P. 89-93.
3. Senatosenko VA Research of traffic control modes at intersections /V.A. Senatosenko, VV Stupak // Scientific records of TNU named after VI Vernadsky. Series: Technical Sciences. - Volume 29 (68), №1 Part 3. - Kyiv, 2018. - p. 133-139.
4. DSTU 4092-2002. Traffic lights. General technical requirements, application rules and safety conditions. К.: Derzhspozhyvstandart Ukrainy, 2002.-40 p.
5. Polishchuk VP Organization and regulation of traffic: Textbook. / за заг. ed. VP Polishchuk; O.O. Bakulich, OP Dziuba, VI Єресов, O.B. Krasilnikova, OV Khristenko. - Kyiv: Knowledge of Ukraine, 2012. - 467 p.
6. ДБН В.2.3-5: 2018. Streets and roads of settlements. - Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 2018. - 55 p.

Список використаної літератури

1. <http://kreschatic.kiev.ua/ua/4523/news/1401444842.html>
2. Рейцен Є.О. Автоматизовані системи управління дорожнім рухом (АСУДР) як метод аудиту організації міського руху / Є.О. Рейцен, П.П. Жабіцький // Містобудування та територіальне планування. – Вип. 56. – К. – 2015. – С. 89-93.
3. Сенатосенко В.А. Дослідження режимів руху світлофорного регулювання на перехрестях /В.А. Сенатосенко, В.В. Ступак// Вчені записи ТНУ імені В.І. Вернадського. Серія: Технічні науки. – Том 29(68). №1 Частина 3. – Київ, 2018. – с. 133-139.
4. ДСТУ 4092-2002 . Світлофори дорожні. Загальні технічні вимоги, правила застосування та умови безпеки. К.: Держспоживстандарт України, 2002.-40 с.
5. Поліщук В.П. Організація та регулювання дорожнього руху: Підручник. / за заг. ред. В.П. Поліщука; О.О. Бакуліч, О.П. Дзюба, В.І. Єресов, О.В. Красильнікова, О.В. Христенко. – К.: Знання України, 2012. – 467 с.
6. ДБН В.2.3-5:2018. Вулиці та дороги населених пунктів. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 55 с.

**БЕТОНИ НА ЗМІШАНОМУ ЗАПОВНЮВАЧІ ТА
СТРУКТУРОВАНІЙ ПОЛІСПИРТНОМУ ВОДІ**

**CONCRETES ON MIXED FILLER AND STRUCTURED POLYSPIRIT
WATER**

Шишкіна О.О. канд. техн. наук, доц. (Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг)

Shishkina O.O. Cand. tech. Sciences, Associate Professor (Kryvyi Rih National University, Kryvyi Rih)

Наведено результати досліджень дрібнозернистих бетонів, виготовлених із використанням у якості заповнювача суміші кварцового піску та продукту подрібнення гірських порід, які містять залізо. Для наноактивації бетонів використана вода, структурована поліспиртом у надмалій концентрації.

One of the effective materials for the manufacture of roads and hydraulic structures, which is quite resistant to environmental influences, is concrete based on Portland cement. The advantages of building roads with cement-concrete pavement are obvious. However, it has significant shortcomings, and due to the lack of specialists in this field, builders have distrust and even fear of such construction. Therefore the main question remains unresolved: how in this case to reduce risks and to provide necessary quality of coverings from monolithic cement concrete. Among the many factors influencing the strength of concrete, this paper examines the influence of qualitative and quantitative composition of aggregates in the presence of polyalcohol in ultra-low concentrations. The aim of the research was to obtain concrete with increased compressive strength and speed of its formation due to the use of polyalcohol and mixed fine aggregate. To achieve this goal it is necessary to solve the following tasks: to determine the degree of influence of polyalcohol on the compressive strength of fine-grained concrete on a mixed aggregate; determine the optimal ratio between the components of the specified concrete. The results of studies of the impact of the content of iron ore beneficiation in the fine aggregate of fine-grained concrete showed that firstly there is their optimal content in the aggregate, and secondly the introduction of polyalcohol into the concrete increases its strength, but the presence of waste from mining and processing plants the degree of increase in strength, which remains quite high. As the results of experiments show, when the content of waste from mining and processing plants in the aggregate in the amount of 30... 40%, the maximum increase in concrete strength is achieved. The concentration of the polyscohol solution, which provides the maximum increase in the strength of concrete is in the range of 0.004... 0.006 M.

Ключові слова: дрібнозернисті бетони, пісок, гірські породи, структурована вода, поліспирт.

Keywords: fine-grained concrete, sand, rocks, structured water, polyalcohol.

Постановка проблеми

На матеріал, з якого виготовляють верхній шар дорожнього полотна й гідротехнічні споруди, впливає навколишнє середовище, змінюючи його фізико-механічні властивості, і, як наслідок, впливає на його довговічність.

Одним з ефективних матеріалів для виготовлення дорожнього полотна й гідротехнічних споруд, що досить добре протистоїть впливу навколишнього середовища, є бетон на основі портландцементу. Переваги будівництва доріг із цементобетонним покриттям очевидні. Проте, він має істотні недоліки, а через відсутність фахівців у цій області в будівельників виникає недовіра й навіть острах такого будівництва. Тому невирішеним залишається головне питання: як у цьому випадку знизити ризики, і забезпечити необхідну якість покриттів із монолітного цементного бетону.

На цей час основним недоліком бетонів для виготовлення верхнього шару дорожнього є недостатня міцність, та тріщиностійкість.

Тому завдання одержання дорожніх і гідротехнічних бетонів, які мають досить високу міцність та швидкість її формування, становить значний науковий і практичний інтерес, а його рішення актуально. Серед багатьох факторів, що роблять вплив на міцність бетону, у даній статті досліджений вплив якісного й кількісного складу заповнювачів у присутності поліспирту в надмалих концентраціях.

Аналіз відомих досліджень і публікацій

На основі аналізу літературних даних було встановлено доцільність визначення та застосування оптимального співвідношення між крупним та дрібним заповнювачами бетону [1], а також дрібного заповнювача з відходів гірничо-збагачувальних комбінатів та змішаного дрібного заповнювача, який являє собою суміш річкового піску та дрібнозернистих відходів гірничо-збагачувальних комбінатів [2-6].

Відома модифікація структури бетону комплексною добавкою, що складається з поліспирту й колоїдної поверхнево-активної речовини (МПАР), розведеної до концентрації утворення дімерів, дозволяє одержати бетони, що володіють підвищеною міцністю та швидкістю її формування [7-9]. Однак дослідження одночасного впливу поліспирту та змішаного дрібного заповнювача на міцність бетону, яке має достатній науковий і практичний інтерес, на цей час не виконано.

Метою проведених досліджень було одержання бетону з підвищеною міцністю при стиску та швидкістю її формування за рахунок застосування поліспирту та змішаного дрібного заповнювача.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі **задачі**:

- визначити ступінь впливу поліспирту на міцність при стиску дрібнозернистого бетону на змішаному заповнювачі;

- визначити оптимальні співвідношення між компонентами означеного бетону.

У дослідженнях для виготовлення бетону використовували портландцемент М400 (ПрАТ «Кривий Ріг цемент»), дрібний заповнювач - відходи збагачення залізних руд Новокриворізького гірничо-збагачувального комплексу ПрАТ «Арселор Міттал Кривий Ріг» (Україна) і дніпровський річковий пісок. Компоненти бетонної суміші дозували в необхідних, відповідно до плану експерименту, кількостях, перемішували лабораторному змішувачі протягом 3 хв. Отримана суміш укладалася в металеву форму-куб, який має розмір сторін 40x40x160 мм. Форму, що містить бетонну суміш жорстко закріплювали на лабораторному вібромайданчику й ущільнювали вібрацією до повного ущільнення, яке характеризувалося припиненням осідання бетонної суміші й припиненням виділення бульбашок повітря. Після завершення укладання й ущільнення бетонної суміші у формі, відкриту поверхню зразка загладжували кельмою. Перші 24 години зразки бетону тверділи в нормальних умовах, при цьому їх до розпалубки зберігали у формах, покритих вологою тканиною. Це виключало можливість випаровування з них вологи в приміщенні з температурою повітря (293 ± 5) К. Через 24 години після виготовлення, зразки бетону виймали з форм та поміщали в камеру, яка забезпечувала на їхній поверхні нормальні умови, тобто температуру (293 ± 3)К і відносну вологість повітря (95 ± 5)%. Основним показником якості досліджуваного бетону була прийнято межу його міцності при стиску. Визначення міцності зразків здійснювали за допомогою універсальної випробувальної машини УММ-100.

Результати досліджень впливу вмісту відходів збагачення залізних руд у складі заповнювача дрібнозернистих бетонів показали (рис. 1), що, по-перше, є їхній оптимальний вміст у заповнювачі, по-друге, введення поліспирту до складу бетону призводить до збільшення його міцності, але наявність відходів ГЗК декілька зменшує ступінь підвищення міцності (рис. 2), яка залишається достатньо високою.

Як показують результати дослідів, при вмісті відходів ГЗК у складі заповнювача в кількості 30...40% досягається максимальне збільшення міцності бетону. Концентрація розчину поліспирту, яка забезпечує максимальне збільшення міцності бетону знаходиться в межах 0,004...0,006 М (рис. 3).

Висновки

Результати проведених досліджень дозволяють зробити наступні висновки:

1. Введення до складу дрібнозернистого бетону, який виготовлено на комплексному заповнювачі з річкового піску та відходів збагачення ГЗК поліспирту у вигляді розчину певної концентрації призводить до збільшення міцності бетону на 50...65% по відношенню до міцності бетону аналогічного складу отриманого без додавання поліспирту.

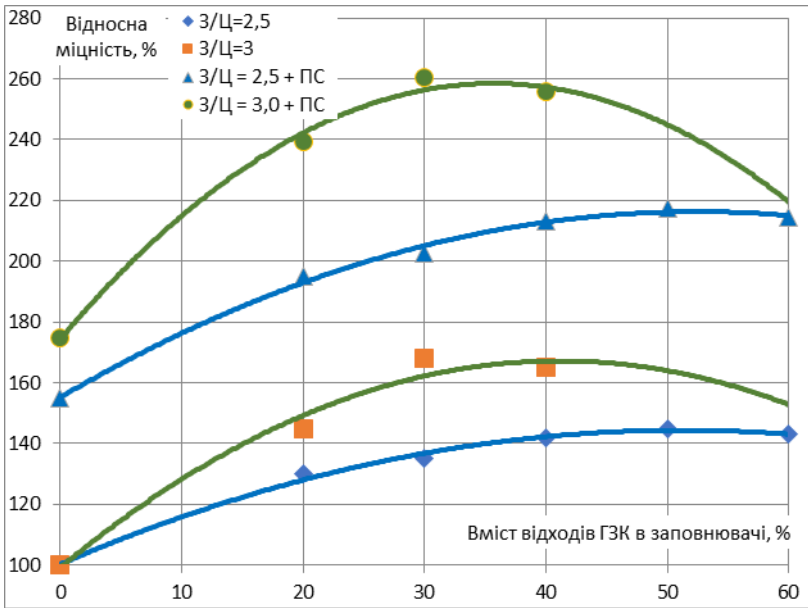


Рис. 1. Відносна міцність бетону (концентрація розчину поліспирту (ПС) 0,0055М)

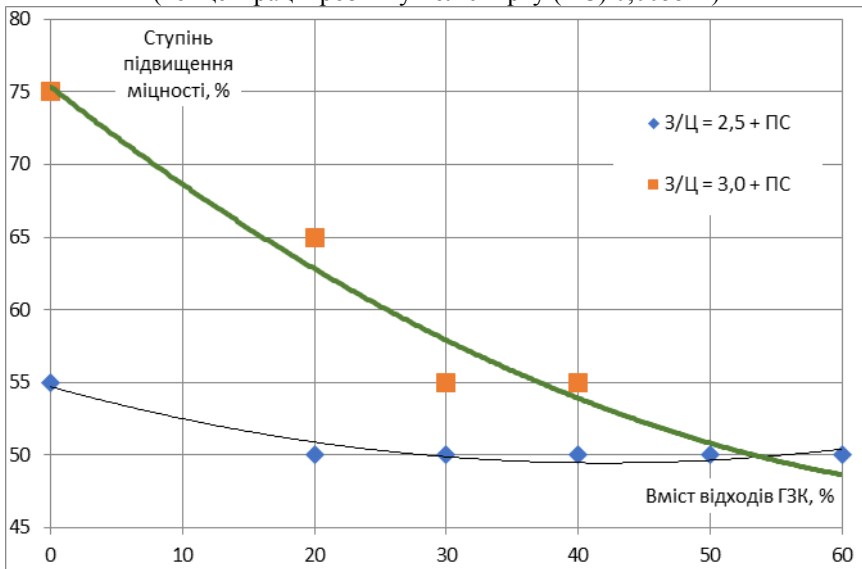


Рис. 2. Ступінь підвищення міцності бетону

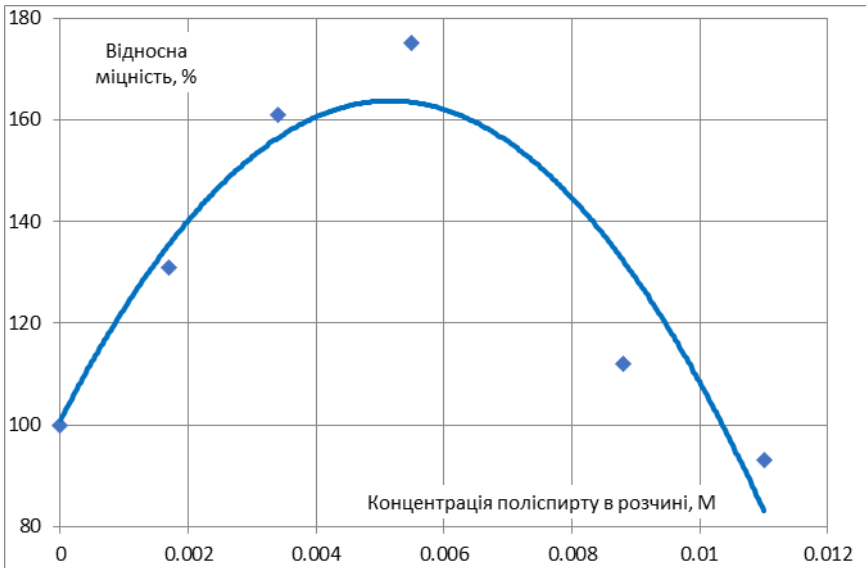


Рис. 3. Вплив концентрації поліспирту на міцність бетону

2. Оптимальна концентрація розчину поліспирту, яка забезпечує максимальне збільшення міцності бетону складає 0,004...0,006 М.

3. Оптимальний вміст відходів ГЗК у заповнювачі складає 30...40%.

4. При збільшенні вмісту відходів ГЗК у складі заповнювача більше 60% ефективність застосування поліспирту втрачається.

References

1. Tolmachev S.N., Zaxarov D.S. Vlyyanye zapolnytelej na prochnost dorozhnyx betonov // Visnyk Odeskoyi derzhavnoyi akademiyi budivnyctva ta arxitektury, 2016. 63. S. 191-196.

2. Puxalskyj G. V. Svoystva betonov na peskax yz otkodov gornoobogatytel kombynatov / G.V. Puxalskyj, G.N. Bondarenko // Beton y zhelezobeton. 1975. - 5. - S. 26-28.

3. Shyshkyn A.A. Osobennosti yspolzovanye otkodov gornoobogatytel kombynatov v proyzvodstve stroytel materyalov / A. A. Shyshkyn, A. A. Shyshkyna, V. V. Shherba // Visnyk DNABA. 2013. - 1(99). - S. 8-12.

4. Vandolovskij A. G. Micznisni vlastyvoli osobylyvo dribnozernystogo betonu na vidxodax girnycho-zbaachuvalnyx kombinativ u roli zapovnyuvacha / A.G. Vandolovskij, V.M. Chajka // Zbirnyk naukovyxpacz UkrDUZT, 2016. - 160. - S. 17-24.

5. Shyshkin O.O. Reakcijni poroshkovi betony na zmishanomu zapovnyuvachi / O.O. Shyshkin, Xalid Eddin // Suchasni tehnologiyi ta metody rozrakhunkiv v budivnyctvi. Luczk. 2017. 8. S. 277-285

6. Shherba V.V. Dribnozernystyj beton na modyfikovanomu gipsocementnomu vyazhuchomu / V.V.Shherba, O.O. Shyshkin, O.O.Shyshkina // Suchasne promyslove ta civilne budivnyctvo. 2014. tom 10. 1. S. 41-48.

7. Shishkina A. Shishkin A. Research into effect of complex nanomodifiers on the strength of fine-grained concrete / A. Shishkina A. Shishkin // Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. 2018. 2/6 (92). pp. 29 – 33.

8. Shyshkina O.O. Doslidzhennya vplyv'u koloyidny`x poverxnevo-aktyvny`x rechovy`n na strukturoutvorennya dribnozerny`sty`x betoniv betonu / O.O. Shyshkina // Suchasni tehnologiyi ta metody rozrakhunkiv u budivnyctvi, 2019. 11. S. 193 – 204.

9. Shyshkina O.O. Doslidzhennya vplyvu micelyarnogo katalizu na micznist luzhnogo reakcyjnogo poroshkovogo betonu / O.O. Shyshkina // Suchasni tehnologiyi ta metody rozrakhunkiv u budivnyctvi. 2018.10.212-218

Список використаної літератури

1. Толмачев С.Н., Захаров Д.С. Влияние заполнителей на прочность дорожных бетонов // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2016. 63. С. 191-196.

2. Пухальский Г. В. Свойства бетонов на песках из отходов горнообогатительных комбинатов / Г.В. Пухальский, Г.Н. Бондаренко // Бетон и железобетон. 1975. - № 5. – С. 26-28.

3. Шишкин А.А. Особенности использования отходов горнообогатительных комбинатов в производстве строительных материалов / А. А. Шишкин, А. А. Шишкина, В. В. Щерба // Вісник ДНАБА. 2013. - 1(99). – С. 8-12.

4. Вандоловский А. Г. Міцнісні властивості особливо дрібнозернистого бетону на відходах гірничо-збагачувальних комбінатів у ролі заповнювача / А.Г. Вандоловский, В.М. Чайка // Збірник наукових праць УкрДУЗТ, 2016. – вып. 160. – С. 17-24.

5. Шишкін О.О. Реакційні порошкові бетони на змішаному заповнювачі / О.О. Шишкін, Халід Еддін // Сучасні технології та методи розрахунків в будівництві. Луцк. 2017. 8. С. 277-285

6. Щерба В.В. Дрібнозернистий бетон на модифікованому гіпсоцементному в'язучому / В.В.Щерба, О.О. Шишкін, О.О.Шишкіна // Сучасне промислове та цивільне будівництво. 2014. том 10. 1. С. 41-48.

7. Shishkina A. Shishkin A. Research into effect of complex nanomodifiers on the strength of fine-grained concrete / A. Shishkina A. Shishkin // Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. 2018. 2/6 (92). С. 29 – 33.

8. Шишкіна О.О. Дослідження впливу колоїдних поверхнево-активних речовин на структуроутворення дрібнозернистих бетонів бетону / О.О. Шишкіна // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві, 2019. 11. С. 193 – 204.

9. Шишкіна О.О. Дослідження впливу міцелярного каталізу на міцність лужного реакційного порошкового бетону / О.О. Шишкіна // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. 2018.10.212-218.

З М І С Т

Азізов Т.Н., Кочкар'юв Д.В., Юрковська Н.Р.	Жорсткість залізобетонних елементів з похилими тріщинами при дії крутного моменту і поперечної сили.....	3
Андрійчук О.В., Бабич В.Є., Поляновська О.Є., Швець І.В.	Тріщиностійкість центрально розтягнутих комбіновано армованих залізобетонних елементів.....	13
Андрійчук О.В., Нінічук М.В.	Теоретичне визначення характеристик напружено-деформованого стану та несучої здатності нормальних перерізів комбіновано армованих згинальних елементів.....	26
Битько М.М., Кузнецова О.В., Іванова Л.В.	Напружено-деформований стан бетонів при розвантаженні після попереднього обтиснення на основі його структурної теорії.....	36
Білозір В.В., Мазурак Р.А.	Аналіз чинників, що впливають на зчеплення арматури серповидного профілю з бетоном і фібробетоном.....	47
Войтович С.Я., Кислюк Я.Д., Ротко С.В., Ужегова О.А., Сиваченко Т.Л.	Порівняння вітчизняної та зарубіжної (європейської) моделей ціноутворення в будівництві).....	55
Гераськін О.О., Ротко С.В., Ужегова О.А.	Розрахунок монолітної плити з урахуванням реологічних властивостей залізобетону.....	63
Gomon S.S., Savchuck V.O., Melnyk Yu.A., Vereshko O.V.	Modern testing machines for investigation of wood and timber-based composite materials.....	73

Коломійчук Г.П., Майстренко О.Ф., Коломійчук В.Г., Коломійчук В.Г.	Аналіз сучасних досліджень фундаментів- оболонки на круглому плані.....	81
Лапчук М.А., Гнатюк О.Т.	Посилення підпірної стіни комплексу собору Святого Юра у м. Львові в умовах обмеженого доступу.....	90
Онищенко А.М., Худолій С.М., Чиженко Н.П.	Числове моделювання напружено- деформованого стану цементобетонного покриття автомобільних доріг.....	96
Пахолук О.А., Чапюк О.С., Дячук Ю.І.	Дослідження теплового балансу світлопрозорих конструкцій.....	115
Пашинський В.А., Пашинський М.В., Карпушин С.О.	Температурний режим ґрунтових масивів як геологічний вплив на основи будівель.....	126
Пиріг Я.І., Галкін А.В.	Аналіз нафтових дорожніх бітумів, що використовуються в дорожній галузі України.....	137
Пічугін С.Ф.	Статистичний опис механічних характеристик сталей для будівельних конструкцій.....	147
Толмачов С.М., Беліченко О.А., Толмачов Д.С., Даценко В.М., Марченко М.Є.	Властивості дорожніх бітумів із сумішею різної рухомості.....	160
Чапюк О.С., Пахолук О.А., Кислюк Д.Я., Задорожнікова І.В., Гришкова А.В.	Зчеплення металевої арматури класу А500С з бетоном при повторних навантаженнях.....	169

Шваб'юк В.І., Ротко С.В., Маткова А.В., Шваб'юк В.В.	Вплив деформацій поперечного зсуву та обтиснення на величину критичного навантаження для кривих стрижнів.....	176
Шимчук О.П., Талах Л.О., Ясюк І.М., Процюк В.О., Рибак Т.П.	Застосування інженерного обладнання з удосконаленням світлофорних об'єктів при капітальному ремонті проспекту Соборності у м. Луцьку.....	186
Шишкіна О.О.	Бетони на змішаному заповнювачі та структурованій поліспиртом воді.....	196

Наукове видання

Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві

Збірник наукових праць

Випуск 14

Верстка С.В. Ротко

Редактор В.І. Шваб'юк

Підписано до друку 03 грудня 2020 р. Формат 60 × 84 1/16.
Папір офсетний

Гарнітура Times New Roman. Друк трафаретний.
Умовн.друк.арк. 12,8. Тираж 100 пр. Зам. № ____

Віддруковано ІВВ Луцького НТУ, 43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75